



AVALIAÇÃO DO USO DE MODELOS HIDRODINÂMICOS, SUAS LIMITAÇÕES, EFEITOS DE ESCALA E DA REPRESENTAÇÃO TOPOGRÁFICA

Leonardo Tristão Chargel

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Marcelo Gomes Miguez

Rio de Janeiro
Outubro de 2018

AVALIAÇÃO DO USO DE MODELOS HIDRODINÂMICOS, SUAS LIMITAÇÕES, EFEITOS
DE ESCALA E DA REPRESENTAÇÃO TOPOGRÁFICA

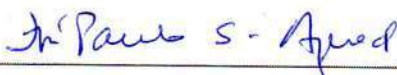
Leonardo Tristão Chargel

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ
COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE) DA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM
ENGENHARIA CIVIL.

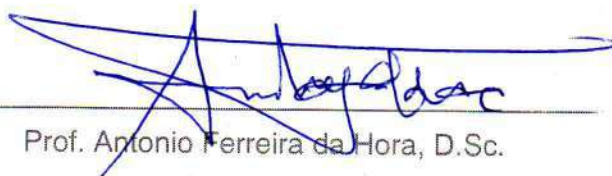
Examinada por:



Prof. Marcelo Gomes Miguez, D.Sc.



Prof. José Paulo Soares de Azevedo, Ph.D.



Prof. Antonio Ferreira da Hora, D.Sc.



Prof. Marcelo de Miranda Reis, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL
OUTUBRO DE 2018

Chargel, Leonardo Tristão

Avaliação do uso de modelos hidrodinâmicos, suas limitações, efeitos de escala e da representação topográfica / Leonardo Tristão Chargel. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2018.

XI, 285 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Marcelo Gomes Miguez

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2018.

Referências Bibliográficas: p. 230-236.

1. Modelos Hidrodinâmicos. 2. Comparação entre modelos. 3. Representação topográfica I. Miguez, Marcelo Gomes. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

“Muitas das falhas da vida acontecem quando as pessoas não percebem o quão perto estão quando desistem.”

Thomas Edison

Agradecimentos

A **Deus** por sempre iluminar meu caminho, e me dar forças nas horas que pensei em desistir, “Deus é maior, maior é Deus e quem tá com ele, nunca está só”.

Agradeço a **minha mãe**, por todo amor, exemplo, carinho, dedicação, pela oportunidade de estudar e principalmente apoio incondicional nas horas em que mais precisei, sempre me inspirando a seguir em frente.

Ao **meu irmão**, pelo carinho, pelas palavras de apoio nos momentos certos e pela companhia.

Ao **meu pai** por sempre me incentivar em seguir em frente.

A **minha família**, pelo apoio e incentivo, família é tudo. Sempre serei um Rosa, Tristão e Changel.

A **minha esposa**, pelo companheirismo e compreensão nas horas mais difíceis, pelo carinho e amor, pela qual tenho grande admiração, mãe, aluna e profissional. Me mostra todos os dias que para vencer, basta querer. Juntos construímos uma família linda, pela qual tenho muito orgulho.

Ao **meu filho Rodrigo**, que nasceu quando iniciei esta jornada, e que abdiquei de tempo para a concretização deste trabalho.

Ao **professor e orientador Marcelo Gomes Miguez** pelo seu apoio ao longo de toda a dissertação, pelos conselhos, pelas conversas, mas, principalmente por acreditar neste trabalho, confiar em mim e depositar parte do seu conhecimento nesta conquista, sem sua orientação e dedicação nada disso seria possível, sinceros agradecimentos.

Ao **corpo docente** do Programa de Engenharia Civil da COPPE – UFRJ, em especial aos professores: **Otto Rotunno**, por ter acreditado em mim, **Paulo Canedo** o qual tenho grande admiração profissional, **Otávio Pencly**, por toda atenção e conhecimento, e ao professor **Renato Elias** pela inovação na sala de aula.

A todos os **professores** da **UFF** que contribuíram com minha formação: **Monica da Hora**, **Antonio da Hora**, **Marcio Cataldi**, **Chou Sin Hwa**, **Antonio Henrique**, **Paulo Fonseca**. Em memória do professor **Gustavo Noronha**.

Aos **amigos** da **UFF** que compartilhei o início do mestrado, tornando a jornada menos difícil, sempre com a camaradagem de quem já superou muitos obstáculos juntos,

especialmente **José Guilherme, Glória Okamura, Bruno Moreno, Gabriel de Pinna e Francis Miranda**. E aos colegas que fiz ao longo desta trajetória, **Ágatha e Olívia**.

Ao meu Chefe **José Edson Falcão**, por me dar a primeira oportunidade e seguir acreditando no meu trabalho. Este trabalho só foi possível por que ele me colocou em situações que me forçaram aprender e questionar.

A minha Chefe **Larissa Costa**, por ouvir meus protestos e aflições, sempre estando disposta em me ajudar, e por ser sempre o agente da mudança dentro da Instituição a qual trabalha.

As minhas colegas de trabalho, **Daniele Pereira**, que me ajudou muito nesta jornada, pela qual tenho admiração profissional. A **Fernanda Spitz**, que me auxiliou muito no início desta jornada, com conversas e direcionamento.

A todos os estagiários que já compartilhei conhecimento, que sempre me fizeram aprofundar o que sabia, para poder responder os questionamentos que eram a mim feitos: **João Paulo, Vitor Rocco, Débora Mattos, Daniel Sinirvita, Natália Pinheiro, Ana Carolina Novello, Felipe Miranda** e, em especial, **a Joyce Simões e João Paulo Fraga**.

A todos os profissionais de engenharia que pude conviver e extrair muito conhecimento, **Pedro Trindade, Irene Maria, Rosa Formiga e Luiz Paulo**.

Agradeço ao **Laboratório de Hidráulica Computacional**, que permitiu que usufrísse de seus recursos, onde fiz colegas como **Matheus Martines**, que me auxiliou muito na reta final deste trabalho.

Agradeço ao **Instituto Estadual do Ambiente** e a **Secretaria de Estado do Ambiente** pela cessão das informações e recursos. Sem estes, não seria possível a construção deste trabalho.

Ao **CNPq** por incentivar a pesquisa no país. Sem as informações oriundas do projeto “Desenvolvimento de um sistema de prognóstico por conjunto de chuvas extremas e sua aplicação em ações de prevenção a desastres naturais” não seria capaz de produzir este trabalho.

Agradeço em especial aos professores da banca examinadora: **José Paulo, Antonio da Hora e Marcelo Reis**

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

AVALIAÇÃO DO USO DE MODELOS HIDRODINÂMICOS, SUAS LIMITAÇÕES,
EFEITOS DE ESCALA E DA REPRESENTAÇÃO TOPOGRÁFICA

Leonardo Tristão Chargel

Outubro/2018

Orientador: Marcelo Gomes Miguez

Programa: Engenharia Civil

Este trabalho propõe a comparação de três modelos hidrodinâmicos, HEC RAS, IBER e MODCEL. Buscando avaliar a aptidão de cada um, a abordagem da modelagem pertinente, bem como, a necessidade de informação, fundamental à cada modelo. Utilizando como área de estudo um trecho do rio Piabanha, no município de Petrópolis no Estado do Rio de Janeiro, onde se possui seções transversais e modelo digital de terreno oriundo de um levantamento fotogramétrico, e, também, se dispõe de medições de descarga em duas estações de monitoramento hidrometeorológico, inseridas no trecho de estudo. Permitido a avaliação do comportamento do nível d'água nas seções de monitoramento nos modelos hidrodinâmicos, quando se alterava o coeficiente de rugosidade de Manning. Como conclusão, os modelos apresentaram resultados divergentes, ressaltando a importância da calibração e validação pelo modelador, sendo a topografia determinante nos resultados, superado a importância da abordagem e o equacionamento implícito em cada modelo.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

EVALUATION OF THE USE OF HYDRODYNAMIC MODELS, THEIR LIMITATIONS,
EFFECTS OF THE SCALE AND THE TOPOGRAPHIC REPRESENTATION

Leonardo Tristão Chargel

October/2018

Advisor: Marcelo Gomes Miguez

Department: Civil Engineering

This work was proposed to compare hydrodynamic models, namely: HEC RAS, IBER and MODCEL. Searching evaluate the suitability of each model, the modeling approach pertinent, as well as, the need for fundamental information for each model. Using as an area of study the Piabanha River, in Petrópolis in State of Rio de Janeiro, where were available cross sections and a digital terrain model, obtained from a photogrammetric survey. Exist two hydrology monitoring stations with discharge measurement, which allowed the evaluation of the behavior of the water level in the monitoring sections in the hydrodynamic models, when the roughness coefficient of Manning was altered. As a conclusion, the results of the models were divergent, emphasizing the importance of calibration and validation by the modeler, and topography proved to be determinant in the results, beyond the importance of the approach and the equation of each model.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	JUSTIFICATIVA	4
1.2	OBJETIVO.....	6
1.3	METODOLOGIA.....	7
2	REFERÊNCIAS E FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	8
2.1	TRABALHOS CORRELACIONADOS	8
2.2	ESCOAMENTO EM RIOS.....	13
2.3	MODELOS MATEMÁTICOS DE ESCOAMENTO EM RECURSOS HÍDRICOS 14	
2.3.1	<i>OBSERVAÇÕES SOBRE AS EQUAÇÕES DE SAINT VENANT.....</i>	<i>20</i>
2.4	MODELOS HIDRODINÂMICOS SIMPLIFICADOS	22
2.5	MODELOS HIDRODINÂMICOS COMPUTACIONAIS	25
2.6	CLASSIFICAÇÃO DE MODELOS NUMÉRICOS	26
2.6.1	<i>MODELOS UNIDIMENSIONAIS.....</i>	<i>30</i>
2.6.1.1	HEC RAS 1D	30
2.6.2	<i>MODELOS QUASI-2D.....</i>	<i>45</i>
2.6.2.1	MODCEL	47
2.6.3	<i>MODELOS BIDIMENSIONAIS</i>	<i>55</i>
2.6.3.1	IBER	56
2.6.3.2	HEC RAS 2D	64
2.7	REPRESENTAÇÃO TOPOGRAFICA	72
2.7.1	<i>MODELO DIGITAL DE TERRENO</i>	<i>77</i>
2.7.1.1	SRTM	79
2.7.1.2	FOTOGRAMETRIA.....	80
2.7.1.3	LIDAR	81
2.8	MALHA DE CÁLCULO E DISCRETIZAÇÃO NO TEMPO	85
2.9	CALIBRAÇÃO E VALIDAÇÃO DOS MODELOS	89

3	MATERIAS E MÉTODOS.....	98
3.1	ÁREA DE ESTUDO	101
3.1.1	CARACTERÍSTICAS GERAIS.....	102
3.1.2	LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO	106
3.1.3	REGIME HIDROLÓGICO	112
3.1.4	HISTÓRICO DE INUNDAÇÕES	114
3.1.5	MONITORAMENTO HIDROMETEOROLÓGICO	118
3.1.5.1	ESTAÇÃO CORREAS IGREJA.....	120
3.1.5.2	ESTAÇÃO NOGUEIRA	125
3.2	CONSTRUÇÃO DA MODELAGEM.....	129
3.2.1	HEC RAS	137
3.2.1.1	HEC RAS ABORDAGEM UNIDIMENSIONAL	138
3.2.1.1.1	HEC RAS ABORDAGEM UNIDIMENSIONAL – TOPOGRAFIA MDT	139
3.2.1.1.2	HEC RAS ABORDAGEM UNIDIMENSIONAL – TOPOGRAFIA SEÇÕES TRANSVERSAIS.	141
3.2.1.2	HEC RAS ABORDAGEM BIDIMENSIONAL	142
3.2.1.2.1	HEC RAS ABORDAGEM BIDIMENSIONAL VERSÃO 5.0.3	143
3.2.1.2.2	HEC RAS ABORDAGEM BIDIMENSIONAL VERSÃO 5.0.5	145
3.2.2	IBER.....	146
3.2.3	MODCEL	151
3.3	RESUMO DA CONTRUÇÃO DA MODELAGEM	157
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	159
4.1	RESULTADOS	159
4.1.1	HEC RAS	161
4.1.1.1	HEC RAS ABORDAGEM UNIDIMENSIONAL	161
4.1.1.2	HEC RAS ABORDAGEM BIDIMENSIONAL	174
4.1.2	IBER.....	189
4.1.3	MODCEL	198
4.2	DISCUSSÕES	208
5	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	223
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	230

7	APÊNDICE I	237
7.1	HEC RAS 5.0.3 ABORDAGEM BIDIMENSIONAL - EQUAÇÃO DE SAINT VENANT.	237
7.2	HEC RAS 5.0.3 ABORDAGEM BIDIMENSIONAL - EQUAÇÃO DA ONDA DE DIFUSÃO	243
7.3	HEC RAS 5.0.5 ABORDAGEM BIDIMENSIONAL - EQUAÇÃO DE SAINT VENANT	249
7.4	HEC RAS 5.0.5 ABORDAGEM BIDIMENSIONAL - EQUAÇÃO DA ONDA DE DIFUSÃO	255
7.5	IBER ABORDAGEM BIDIMENSIONAL – EQUAÇÃO DE SAINT VENANT..	261
7.6	MODCEL ABORDAGEM <i>QUASI</i> /2D - EQUAÇÃO DA ONDA DE DIFUSÃO	267
7.7	MODCEL ABORDAGEM <i>QUASI</i> /2D - EQUAÇÃO DE SAINT VENANT	273
8	APÊNDICE II	279

1 INTRODUÇÃO

No Brasil, os principais fenômenos relacionados a desastres naturais são derivados de inundações e enchentes, escorregamentos de solos e/ou rochas. Estes fenômenos ocorrem normalmente associados a eventos pluviométricos intensos e prolongados.

Segundo Tominaga, Santoro e Amaral (2009), o Brasil é um dos países mais atingidos por eventos de inundações. Desde 1960 até 2008, foram registrados 94 desastres, contabilizando cerca de 5.720 mortes com 15 milhões de pessoas afetadas. De acordo com o relatório do Escritório de Assistência a Desastres no Exterior dos EUA e do centro de pesquisa sobre a epidemiologia dos desastres OFDA/CRED (2009), considerando somente os desastres hidrológicos, que englobam inundações ou enchentes, o Brasil, em 2008, esteve em 10º lugar entre os países do mundo em número de vítimas de desastres naturais, com 1,8 milhões de pessoas afetadas e ainda com os impactos econômicos na ordem de US\$ 1 bilhão em prejuízos.

Ainda, de acordo com os dados do International Disaster Database (EM-DAT), entre 1990 e 2014, a ocorrência de inundações representou a maior parte dos desastres brasileiros reportados internacionalmente (CRED, 2016).

A ocorrência de inundações são a combinação de condições naturais e antrópicas: forma do relevo; característica da rede de drenagem; intensidade, duração, frequência, distribuição e quantidade da precipitação; característica do solo; uso e cobertura da bacia hidrográfica; ocupação das planícies de inundação; alterações nas características da bacia hidrográfica; e processos de erosão e assoreamento dos cursos d'água.

Há um conjunto de medidas que podem ser adotadas para prevenir ou mitigar os impactos das inundações. Geralmente, essas medidas esbarram na necessidade de uso da modelagem hidrodinâmica dos cursos d'água, associada à representação do terreno, através de levantamentos topográficos. Em geral, os modelos para previsão do movimento das águas (quantidade) são denominados de modelos hidrodinâmicos (ROSMAN, MASCARENHAS, MIGUEZ, CAMPOS, & EIGER, 2001).

A necessidade de compreender e prever o comportamento de corpos hídricos é de extrema relevância para a engenharia de recursos hídricos, seja para prevenir perdas de vidas e de bens materiais, em casos de eventos hidrológicos extremos, seja no aproveitamento dos recursos hídricos, para a produção de energia, para irrigação e para o transporte (CUNGE, HOLLY, & VERWEY, 1980).

Segundo Rosman (2001), a necessidade da aplicação de modelos para estudos, projetos e auxílio à gestão de recursos hídricos é inquestionável, face à complexidade dos corpos d'água naturais. Modelos são ferramentas, sem as quais dificilmente se conseguiria uma visão dinâmica de processos complexos.

Com o advento dos computadores, a partir da década de 1960, quando, estes começaram a ser utilizados na modelagem e, depois, foram modificados de forma acelerada, possibilitou-se enorme avanço das técnicas matemáticas, principalmente com a capacidade de processamento de dados.

Os progressos computacionais, possibilitaram que as modelagens numéricas atingissem níveis inéditos. Inúmeros modelos foram desenvolvidos e os que existiam, se tornaram cada vez mais complexos.

Concomitantemente, ocorreu o aprimoramento de técnicas de mapeamento, permitindo uma avaliação cada vez mais precisa das características dos atributos mapeados. Um exemplo disso são os modelos digitais de terreno. A extração de dados topográficos se tornou cada vez mais fácil e barata na sua aquisição, como o mapeamento a laser e até a aerofotografia realizada por veículos aéreos não tripulados (VANTs).

Além disso, os avanços computacionais, permitiram o uso do Sistema de Informação Geográfica (SIG), tornando muito mais simples a visualização e manipulação de dados, bem como a realização de análises espaciais, que se constituíram um recurso para o entendimento dos fenômenos naturais.

No passado, a quantidade de informação que se podia mapear era limitada pela quantidade de dados que se podia processar. A partir dos anos 2000, com o advento da utilização simultânea de mais de um núcleo de processadores, a situação mudou rapidamente. Levaram-se décadas para que se chegasse aos modelos atuais de processadores; hoje, porém, os

microcomputadores pessoais possibilitam uma capacidade de processamento imensa de dados.

A modelagem computacional, acompanhando os avanços, evoluiu tanto, que passou ser a uma ferramenta usual no cotidiano do exercício profissional da engenharia, a ponto de casos muito complexos poderem ser manipulados, graças a ferramentas sofisticadas, com interfaces amigáveis e fácil comunicação com outros softwares.

Uma variedade de modelos hidrodinâmicos está disponível, muitos com versões grátis e com diferentes tipos de soluções numérica e de abordagem do fenômeno físico. Portanto, a escolha do modelo compatível com o que se pretende estudar é complexa e fundamental.

De forma preocupante, a facilidade de acesso aos modelos hidrodinâmicos ofusca a discussão sobre o potencial e limitações inerentes ao processo de modelagem, diminuindo a relevância do próprio processo, ou seja, vem-se deixando de lado a interpretação dos processos físicos e sua consequente representação matemática, para adotar soluções mais complexas, que não necessariamente significam um ganho nos resultados.

Os modelos hidrodinâmicos vêm em uma ampla gama de formas, com uma, duas ou três dimensões, condições de fluxo estáveis ou instáveis etc. Contudo, todos são baseados em derivações dos princípios básicos da mecânica dos fluidos, todos fazem alguma aproximação numérica para resolver esses princípios e todos têm suas limitações.

Infelizmente, os desenvolvedores de modelos, geralmente relutam em anunciar as limitações de seus produtos. Os usuários, por sua vez, são negligentes em suas funções, não buscam entender a capacidade do modelo que usam, e, algumas vezes, acreditam cegamente nos resultados produzidos pelos modelos.

O uso de um modelo de uma maneira para a qual não foi projetado, ou que contradiz as aproximações da base teórica, podem levar a erros grosseiros. As consequências podem se situar em qualquer lugar entre insignificante e catastrófica, levando potencialmente a danos materiais e perda de vidas (TOOMBES & CHANSON, 2011).

Com tantas ofertas de modelos, a tendência é que os usuários escolham modelos mais completos e complexos, que os usuários, inicialmente acreditam que estes sejam capazes de reproduzir o fenômeno natural de forma mais fidedigna.

Contudo, modelos deste tipo, geralmente necessitam de grande quantidade de informação de entrada, o que acarreta um elevado dispêndio inicial, apenas para reunir informações para subsidiar a modelagem. Além disso, modelos mais complexos exigem enorme esforço computacional que pode acarretar em tempo de processamento e que, inicialmente, podem não ser conhecidos e contabilizados em projetos de engenharia. Mais ainda, muitas vezes o excesso de informação, sem necessidade, leva a um problema de instabilidade e dificuldade de interpretação de resultados, e não garantem, necessariamente uma boa representação do fenômeno.

Modelos complexos, com solução tridimensional, que podem ser alimentados com dados topográficos de modelos digitais de terreno de alta resolução, que representam a superfície da terra com alta precisão possuem também simplificações teóricas que se originam na dedução das equações das equações de Saint Venant e suas hipóteses. Podendo estes ser apenas uma forma sofisticada de gastar recursos escassos

Na contramão desta tendência, há autores que defendem que o modelador possui um papel crucial, tão importante quanto o modelo em si. Ele deve saber identificar em cada projeto qual a melhor abordagem, modelo, quantidade de informações necessária e as simplificações possíveis de admissão (ELEUTÉRIO e MOSÉ., 2011).

Portanto, a tendência de automação da modelagem hidrodinâmica, associado a dados cada vez mais refinados da representação topográfica, mas não representativo da realidade física de interesse e das próprias hipóteses de dedução das equações torna-se um risco a ser considerado e discutido.

1.1 JUSTIFICATIVA

A importância dos modelos na área de recursos hídricos passa pelo auxílio na elaboração de projetos e/ou intervenções em corpos d'água, buscando reproduzir o comportamento fluvial, auxiliando no mapeamento de áreas de

inundação, na construção de portos, hidrovias, aproveitamentos hidrelétricos e tomadas d'água.

Diante disso, com a variedade de modelos disponíveis no mercado, e a tendência de automatizar o processo de modelagem, se torna necessário avaliar os modelos, identificando a aptidão e vocação de cada um, testando a capacidade de reproduzir o observado, comparando até a quantidade de informação necessária particular para cada modelo.

Há ainda, uma realidade importada do estrangeiro, qual seja, a automatização do processo de modelagem, onde há o desconhecimento acerca das simplificações relativas ao processo. Desse modo, para que se possa utilizar tais ferramentas, há a necessidade de grande quantidade de informações topográficas e hidrológicas, todavia, como estas são escassas no Brasil, tal fato gera um relevante problema, como por exemplo, nos Estados Unidos informações topográficas de qualidade são de fácil acesso, enquanto no Brasil, a melhor informação topográfica que se tem acesso gratuito, possui resolução espacial de 30 m, e, na maiorias dos estudos de modelagem hidrodinâmica, tal resolução não produzirá resultados adequados. Contudo não é difícil encontrar trabalhos acadêmicos que utilizaram tal informação como base topográfica.

Partindo dessas premissas, escolhendo a ferramenta que será utilizada, sem o conhecimento acerca das informações que servirão de alicerce para a construção do estudo em questão, lança-se mão de simplificações na topografia, e no próprio fenômeno hidráulico, gerando como consequências, incertezas muito maiores do que a simplificação inerente ao modelo matemático.

Existem exemplos na literatura nacional, de uso desorientado de modelos, com topografias que são incapazes de representar o fenômeno adequadamente, ou pior, quando a topografia é exagerada, detalhando demasiadamente o que se pretende estudar.

Ademais, quando falta informações hidrológicas é ainda mais crítico, isto porque os modeladores se abstêm do que realmente se pretende simular e podem introduzir variações bruscas, desconhecendo totalmente o comportamento real, simplificando os dados de entrada, contudo, de forma antagônica, utilizam estas simplificações em modelos complexos, contando que

estes sejam capazes, por si só, sejam capazes de produzir resultados compatíveis com a realidade, estes, irão expelir um resultado que o modelador é incapaz de confrontar com a realidade, por ausência de informações básicas.

Portanto é preciso difundir as simplificações inerentes ao processo de modelagem e discutir a pertinência das escolhas feitas.

1.2 OBJETIVO

Inicialmente, este trabalho propunha a avaliação de três diferentes modelos hidrodinâmicos, a saber: HEC RAS, IBER e MODCEL, buscando avaliar a aptidão de cada um, bem como a necessidade de informação própria a cada abordagem de modelagem, para duas diferentes áreas de estudos, uma região de rio encaixado com alta declividade, a outra, uma região de baixada, com baixa declividade e influência de maré.

Porém, ao logo do desenvolvimento deste trabalho, algumas surpresas nos primeiros resultados levaram a uma mudança de rumos e a proposta de discussão inicial não foi levada a diante. Em parte, diversas adversidades encontradas no uso dos modelos levaram a mais simulações do que as previstas inicialmente, para refutar erros que poderiam ter sido cometidos pelo autor, e, principalmente, para compreender e explicar os resultados encontrados por este trabalho.

De fato, a ideia de se discutir vocações, vantagens e desvantagens de modelos 1D, 2D e *Quasi* 2D em situações de vale natural mais encaixado e áreas urbanas planas sujeitas a efeito de maré, foi ofuscada por dificuldades básicas de aplicação consistente dos diversos modelos no caso mais simples, o de modelar vazão constante em um vale encaixado, usando dados topográficos detalhados. Por vezes, os modelos mais sofisticados sequer convergem para uma estabilização. Outras vezes, os valores encontrados para o coeficiente de Manning, como parâmetro de ajuste do modelo, eram fisicamente inesperados.

Percebeu-se que a representação topográfica, seu nível de detalhamento, a discussão da escala de modelagem e a coerência destes quesitos em relação às hipóteses de dedução das equações de Saint Venant deveriam ocupar uma posição precedente na discussão proposta

Sendo assim, focou-se em uma das áreas de estudo, restando como objetivo deste trabalho, a comparação dos três modelos hidrodinâmicos, supracitados, frente a sensibilidade do coeficiente de rugosidade de Manning, avaliando a capacidade de reprodução do fenômeno observado, e o impacto que a representação topográfica tem nos resultados e no equacionamento particular de cada modelo, conforme termos considerados na equação dinâmica de Saint Venant.

1.3 METODOLOGIA

Conhecendo pares de vazão e nível d'água para duas estações de monitoramento, instaladas no trecho estudado do rio Piabanha, foi possível avaliar a sensibilidade do coeficiente de rugosidade de Manning, bem como se tentou reproduzir as condições observadas nas estações de monitoramento nos diferentes modelos. Modificando apenas o coeficiente de rugosidade de Manning associado a superfície do rio

Além disso, foi verificado se as representações topográficas, oriundas de diferentes fontes, poderiam influenciar significativamente nos resultados. Para isto se utilizou o modelo HEC RAS, abordagem unidimensional, onde se pode confrontar resultados oriundos de simulações que utilizaram informações topográficas de uma superfície de terreno, e a outra, de seções transversais.

Ainda com o modelo HEC RAS, se avaliou a capacidade de reprodução das condições observadas, quando se adotava a abordagem bidimensional para diferentes equacionamentos, ora Saint Venant, ora a equação simplificada da onda de difusão.

Com o modelo IBER, também se avaliou a capacidade deste em reproduzir as condições observadas nas estações de monitoramento, e a sensibilidade ao coeficiente de rugosidade.

Para o modelo MODCEL, se avaliou a capacidade de um modelo *Quasi* 2D em reproduzir as condições observadas com diferentes equacionamentos e a sensibilidade ao coeficiente de rugosidade.

A metodologia será apresentada de forma mais detalhada no item MATERIAS E MÉTODOS.

2 REFERÊNCIAS E FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 TRABALHOS CORRELACIONADOS

No mundo há autores que se interessam por investigar e comparar modelos hidrodinâmicos, principalmente entre os de licença livre com os modelos pagos, comparando principalmente modelos com abordagem 1D e 2D. Alguns autores, ainda, tentam mensurar, de alguma forma, a importância do papel do modelador.

A seguir, são apresentados alguns autores que trataram do tema no mundo e no Brasil, apresentando os modelos utilizados, as características dos rios onde foram aplicados e, de forma simplificada, as conclusões de cada trabalho.

Horritt e Bates (2002) avaliaram o desempenho de modelos hidráulicos 1D e 2D, em particular quanto à possibilidade de previsão de mancha de inundação dada uma calibração e simulação de evento anterior, propondo assim a medida de desempenho F (HORRITT & BATES, 2002), que nada mais é do que comparação das áreas das manchas de inundação de uma simulação com a de um evento observado. Os modelos utilizados foram: o HEC RAS, TELEMAC-2D e LISFLOOD-FP. Os modelos foram testados em um segmento de 60 km de extensão do rio Severn no Reino Unido, em um trecho confinado de um vale, relativamente estreito. Foi testada a capacidade de predição dos modelos para extensão da inundação e os tempos de viagem da onda de inundação. Para calibração, foram utilizados dados hidrométricos do trecho do rio e imagens de satélite com cheias históricas. Tanto o HEC RAS como o TELEMAC-2D foram capazes de fazer previsões igualmente boas de área inundada, independentemente da calibração, ou seja, os diferentes valores atribuídos ao coeficiente de Manning não geraram mudanças significativas na mancha de inundação. Os autores concluíram que, para as condições do trecho em estudo, o melhor modelo foi o HEC RAS.

Castro e Willems (2011) utilizaram o modelo Mike 11 e sua solução para planície de inundação, a solução aproximada *Quasi* 2D, comparando-o com um modelo 2D completo, o Mike 21. Os modelos foram aplicados no rio Dender, na Bélgica, para três eventos de inundação históricos. Verificou-se um bom ajuste,

para a área inundada, entre os dois modelos. Quanto à altura da inundação, o modelo 2D apresentou valores superiores em comparação ao modelo 1D. Esta diferença nas alturas de lâmina d'água podem ser explicados pelos diferentes métodos utilizados para a modelagem de planícies de inundação.

Eleutério e Mosé (2011) consideraram diferentes estratégias para modelar eventos de inundação, em função: do tipo de modelo hidráulico, utilizando softwares 1D, 1D/2D ou 2D; e em função das escolhas do modelador. Os autores tentaram identificar a importância do modelador ao escolher a forma de representação da topografia, batimetria, de como representar a planície de inundação e até da escala de trabalho. O estudo foi realizado na cidade de Fislis na França, escolhida devido à disponibilidade de dados e ao fato de que a cidade está localizada em uma zona de confluência, que exige esforço suplementar no mapeamento das áreas de inundação. A cidade de Fislis é cortada pelo rio Ill e seu afluente Limendenbach. Os autores utilizaram o HEC RAS e o MIKE 11 na modelagem 1D. Já para modelagem 2D, usaram o Mike 21. As simulações foram realizadas para um tempo de recorrência de 100 anos. Na comparação dos mapas de inundação e profundidade, os modelos 1D superestimam a profundidade da água. Os autores observaram, também, que as superfícies de inundação foram superestimadas quando se utilizou o modelo 2D, podendo ser explicado pela dificuldade de calibração dos modelos 2D e pela dificuldade de representar pequenos rios utilizando a geometria 2D.

Ainda de acordo com Eleutério e Mosé (2011), quando usado o modelo 1D/2D combinado com redução proposital da resolução do modelo digital de terreno, o resultado é o aumento expressivo da mancha de inundação. Isso se deve ao fato de se reduzir a precisão da representação do terreno, de forma que, uma maior área é representada com apenas um valor de cota, destacando que seria interessante realizar pesquisas futuras a respeito da influência da escala de trabalho, pois a resolução do modelo digital de terreno influencia fortemente o processo de modelagem.

Vale ressaltar que este último trabalho se diferencia dos demais citados anteriormente, pois, a região escolhida como área de estudo foi de uma confluência de rios. Por si só, regiões de confluência exigem um esforço maior na representação do curso d'água, principalmente na dificuldade de representar

a topologia em 1D. Além disso, os autores ainda modelaram a área de diferentes formas, buscando aferir o peso das decisões adotadas pelo modelador. De forma geral, concluíram ainda que decisões sobre a representação da topografia acabam influenciando mais nos resultados do que as escolhas 1D ou 2D.

Fernandez, Mourato e Moreira (2013) confrontaram os modelos hidráulicos HEC RAS e LISFLOOD-FP, através de comparação da extensão da zona inundável e do tempo de computação, para um trecho de 4 km de extensão do rio Lis em Portugal. O modelo HEC RAS foi usado em uma abordagem unidimensional e o modelo LISFLOOD-FP com uma abordagem unidimensional para o curso d'água e uma aproximação bidimensional para a planície de inundação, simulando um evento de precipitação de 100 anos de período de retorno. As zonas inundadas previstas pelos modelos hidráulicos foram comparadas aplicando a medida de desempenho F. Como resultado, o HEC RAS apresentou limitações na modelação da planície de inundação, resultante da sua formulação 1D. O modelo calcula várias alturas de água ao longo das seções transversais do rio e utiliza a interpolação entre elas para efetuar as previsões de nível d'água, enquanto no LISFLOOD-FP esse cálculo é efetuado para cada célula da zona inundada. Assim, existe maior detalhe na representação da extensão da inundação no modelo 2D. Ambos apresentaram o mesmo valor de sobreposição F, ao evento simulado, de 65%. O tempo de simulação do modelo HEC RAS foi de poucos minutos, enquanto o modelo bidimensional levou cerca de 12 horas, aconselhando-se a utilização deste apenas em casos de elevada exigência na exatidão espaço-temporal das zonas de inundação.

Gharbi et al. (2016) utilizaram os seguintes modelos hidráulicos: HEC RAS (1D), MIKE 11 (1D) e o TELEMAC 2D (2D), modelado o rio Medjerda na Tunísia. Foi utilizado um modelo digital de terreno na escala de 1:25.000 com pixel de 5 metros, simulando uma cheia histórica, que ocorreu em janeiro de 2003. Os autores comparam a mancha de inundação produzida pelos modelos e utilizaram o critério de Nash (NASH e SUTCLIFFE, 1970), confrontando a vazão medida, com as vazões produzidas pelos modelos. Quanto a comparação das manchas de inundação, os modelos determinaram áreas inundadas similares, mas o modelo HEC RAS superestimou a extensão da inundação em

comparação ao TELEMAC 2D. No tocante ao critério de Nash, todos os três modelos obtiveram valores muito próximos de 1, ou seja, as simulações se mostraram satisfatórias. Os Autores ainda destacam que os modelos 1D são certamente, mais fáceis e mais rápidos de implementar e executar, mas os resultados têm imprecisões significativas nas planícies de inundação. Os modelos 2D conseguem corrigir estas imprecisões, contudo, necessitam de muito mais informações para implementação e simulação.

Dimitriadis et al. (2016) realizaram testes padrão para avaliar o desempenho de modelos frente a diferentes formas de seção transversal. Utilizou-se a abordagem de Monte Carlo para análise da variação da descarga, para os coeficientes de rugosidade, para o tamanho da célula analisando estatisticamente os níveis d'águas, das vazões e do volume total. Buscando compreender a incerteza em diferentes configurações de modelagem sem a influência de erros oriundos da topografia e geometria dos canais naturais do mundo real. Os autores utilizaram os modelos: HEC RAS abordagem 1D, LISFLOOD FP e o FLO 2D. Concluíram, para estes testes, que a incerteza relacionada a um dado de entrada supera a incerteza relacionada ao uso de diferentes modelos, ou seja, é mais importante ter melhor conhecimento na topografia, para se ter uma representação precisa da geometria, do que a consideração de uma ou duas dimensões.

Além de realizarem comparações do tipo de *benchmarking*, Dimitriadis, et al. (2016) também realizaram comparações dos modelos com áreas reais, utilizando como área de estudo o rio Rafina, na região da Ática, e o rio Peneiros, na Tessália, ambas na Grécia. Para o primeiro rio os autores buscaram mensurar a incerteza relacionada ao coeficiente de Manning para cada modelo. Já para a segunda área de estudo, os autores buscaram calibrar o modelo alterando as vazões de entrada até que atingissem a extensão da área da inundação identificada através imagens de satélite Landsat. Como conclusão da primeira comparação, no que tange a incerteza da rugosidade, os autores destacam que o modelo HEC RAS é mais sensível a este parâmetro, o FLO 2D menos sensível, enquanto o LISFLOOD aparenta não ser sensível para a rugosidade utilizada. Para a segunda comparação, foi necessário utilizar valores de vazões diferentes

para cada modelo hidrodinâmico, para que pudesse reproduzir satisfatoriamente a inundação.

Diversos autores estrangeiros que abordam o tema foram apresentados. No Brasil, porém, não se encontra muitos trabalhos abordando tal assunto, o que mostra que a discussão aqui ainda está por vir. A seguir são apresentados os trabalhos nacionais que atentam de alguma forma para o tema.

Sousa (2010) confrontou diferentes abordagens de modelação na tentativa de identificar aplicações e limitações do modelo unidimensional IPH4 e o Quasi 2D MODCEL na bacia do rio Iguaçu Sarapuí, no Estado do Rio de Janeiro. Nos trechos em que escoamento permanece confinado em calha, a modelagem 1D mostrou resultados praticamente idênticos à modelagem Quasi 2D. Quando o nível d'água atingiu cotas em que passou a ocupar a planície de inundação, os modelos 1D passaram a ser insuficientes para representar o escoamento e passaram a gerar níveis d'água maiores que os reais.

Coutinho (2015) apresenta avaliação de modelos hidrodinâmicos 1D e 1D/2D na definição das manchas de inundação para o município de Colatina no Espírito Santo. O modelo utilizado foi o HEC RAS que permite a permuta da abordagem, podendo ser utilizado apenas em 1D ou então na combinação do 1D/2D. Os modelos foram avaliados, considerando a capacidade de melhor representar as hidrógrafas observados por meio de uma função critério e a extensão da área inundada através da medida de desempenho F (HORRITT & BATES, 2002). Não foram verificadas diferenças significativas nos resultados dos desempenhos dos modelos, tanto na abordagem 1D, como na abordagem 2D, para a definição das manchas de inundações em Colatina. A vantagem da abordagem 1D, em relação à 1D/2D, é a simplicidade de construção do modelo topológico, que facilita a convergência da simulação. As principais vantagens do modelo bidimensional são que ele é capaz de fornecer melhores informações pontuais e a possibilidade de detalhamento de informações, tanto no aspecto de comportamento do escoamento na planície de inundação, como de outras variáveis.

De maneira geral, quase todos os autores utilizaram o modelo HEC RAS para realizar seus estudos comparativos.

2.2 ESCOAMENTO EM RIOS

O escoamento em rios e canais pode ser classificado em duas importantes classes: Permanente Gradualmente Variado e Não Permanente gradualmente variado. Essa classificação se dá segundo as variações das suas principais propriedades: velocidade e profundidade, em relação ao tempo e ao espaço.

Quanto à variação no tempo, o escoamento é dito permanente se as velocidades, bem como a profundidade, permanecem imutáveis no tempo em módulo e direção. Neste caso, a vazão permanece constante no tempo.

O escoamento é dito Não Permanente se a profundidade e a velocidade variam com o tempo. Nestes casos a vazão deixa de ser constante. Este tipo de escoamento é típico de uma onda de cheia, em que a vazão muda com o tempo, alterando as características de profundidade e velocidade nas seções de um canal.

Quanto à variação no espaço, se diz que o escoamento é uniforme se a profundidade e a velocidade se mantiverem constantes em todas as seções de um rio; nestas circunstâncias, as linhas do fundo e da superfície d'água são paralelas. Se diz que o escoamento é Não Uniforme se a profundidade e a velocidade variarem de uma seção para outra de um canal.

O escoamento é Gradualmente Variado quando a profundidade e os parâmetros variarem muito lentamente de uma seção para outra

Em canais naturais, o escoamento pode ser aproximado ao regime Permanente Gradualmente Variado, pois as mudanças de vazão ocorrem lentamente no tempo. O escoamento só tende a ser tratado como Não Permanente nos casos em que uma onda é produzida no curso d'água, ou seja, durante um evento de inundação.

A propagação de uma onda de cheia em um curso d'água natural é um processo muito mais complexo que em um canal prismático e retilíneo. Um único trecho de rio há variações espaciais da geometria da calha, da declividade e do próprio coeficiente de rugosidade tornando a descrição do fenômeno bem mais difícil.

Ressaltasse ainda que em um escoamento permanente pode ser dominado de bruscamente variado, isto ocorre quando há mudança rápida e localizada das características do escoamento. Como principal característica deste tipo de escoamento é que o atrito do fluido com a parede do canal passa a ter papel secundário, podendo ocorrer correntes secundárias, com a formação de vórtices.

Em geral, tais peculiaridades impedem que seja definido uma fórmula genérica, aplicável a todos os tipos de situações. Em situações praticas, o escoamento bruscamente variado, são associadas a estruturas hidráulicas como: Vertedores, comportas, dissipadores de energia, obstáculos e transições bruscas.

Na modelagem hidrodinâmica esse escoamento tem importância na marcha de cálculo e nos efeitos que a mudança de regime pode acarretar para montante e jusante do trecho estudado. Como por exemplo: quando se está em um regime fluvial, com controle de jusante, a determinação do NA se dará de jusante para montante; e Regime supercrítico, controle de montante, a determinação do NA será de montante para jusante.

Estes conceitos são aplicados na modelagem hidrodinâmica, sobretudo na determinação das condições de contorno. Ao longo deste trabalho, tal tema será abordado com mais profundidade.

2.3 MODELOS MATEMÁTICOS DE ESCOAMENTO EM RECURSOS HÍDRICOS

Os modelos matemáticos são, em geral, uma representação ou interpretação simplificada da realidade, ou uma interpretação de um fragmento de um sistema, segundo uma estrutura de teorias ou experimentos com objetivo prático.

Segundo Cirilo, et al., (2011), a hidráulica recebeu contribuição de inúmeros estudiosos ao longo da história. Já não sendo uma novidade os modelos matemáticos utilizados para descrever a hidráulica fluvial, há mais de dois séculos, Daniel Bernoulli (1700 – 1782) foi um dos precursores da hidráulica, sintetizou o conhecimento da época em sua obra “Hydrodynamica”. Já Leonhard Euler (1707 – 1783) publicou “Principes généraux du mouvement des fluides”.

Antonie Chézy (1718 – 1798) engenheiro hidráulico francês, desenvolveu a primeira equação para o escoamento em um canal aberto, sendo esta apresentada em 1769.

Posteriormente em 1822 o matemático francês Claude Louis Marie Henri Navier (1785 – 1836) e o físico inglês Sir George Gabriel Stokes (1819 – 1903) publicaram a equação de Navier Stokes (MUNSON, et al., 2004).

Em seguida, em 1871, Adhémar Jean Claude Barré de Saint Venant apresenta, em Paris, o trabalho intitulado “Theory of unsteady water flow, with application to river floods and to propagation of tides in river channels”. Um ano depois, em 1872, Boussinesq apresenta seu trabalho “Théorie des ondes et des remous qui se propagent le long d’un canal rectangulaire horizontal” (ANTUNES DO CARMO, 2004).

William Froude (1810 – 1879), engenheiro naval inglês, seu trabalho remete a origem da teoria da modelagem física em hidráulica (CIRILO, et al., 2011).

Robert Manning (1816 – 1897), em 1891, publicou “On the Flow of Water in Open Channels and Pipes”, onde simplificou o escoamento em canais para a forma mais simples, comparando fórmulas mais usuais, na época, para o escoamento permanente em canais, calculando a velocidade média obtida com diferentes declividades e raios hidráulicos variando de 0,25 m a 30 m e associou um coeficiente ao material que revestia os canais

Albert Strickler (1887 – 1963), foi engenheiro mecânico no Instituto Técnico de Zurique. De forma semelhantes, em 1923, com dados de vários cursos d’água Suíços, relacionou a declividade, velocidade e geometria de canal com material do leito do leito, criando uma relação empírica (GARDE, 1995).

A junção dos trabalhos dos dois autores resultou na equação notoriamente conhecida como Manning-Strickler, dependendo apenas de como se insere o coeficiente rugosidade do material, sendo n para Manning e k para Strickler. Esta equação pode ser conhecida por apenas um dos nomes dos autores, dependendo da sua localidade. Tanto assim, na Europa é comum a referência a equação de Strickeler, por outro lado, no EUA é comum se referenciar a esta, apenas por fórmula de Manning.

Esta equação se tornou uma das fórmulas mais utilizadas no mundo, para representar o escoamento em um canal. Vale ressaltar que equação foi proposta para o regime permanente uniforme, ou seja, com vazão e declividade constante. Adotando o escoamento unidimensional e a perda de energia era decorrente, apenas, da força de atrito do material que revestia o canal.

Algumas das equações formuladas ainda carecem de uma solução analítica e, de lá para cá, a conceituação matemática não mudou muito. Os principais avanços foram no campo da computação, com o advento das ferramentas computacionais, facilitando a resolução numérica de modelos matemáticos, antes complexos. Isto, junto com os avanços de processamento e de coleta de dados topográficos, serviram para transformar a modelagem hidrodinâmica em uma ferramenta cada vez mais presente na engenharia de recursos hídricos (CUNGE, HOLLY, & VERWEY, 1980).

O modelo matemático mais geral que representa o escoamento de fluídos, são as equações de Navier Stokes, estas fornecem uma descrição matemática completa do escoamento incompressível de um fluido Newtoniano. As derivações foram baseadas na hipótese de que as tensões normais e cisalhantes são funções lineares da taxa de deformação, de acordo com a lei da viscosidade de Newton. As equações retratam o escoamento na dimensão do tempo e nas três dimensões do espaço, tendo como variáveis a profundidade e as velocidades nas três dimensões.

A equação dinâmica de Navier Stokes é apresentada na Equação 1, considerando que a massa específica e a viscosidade são constates e que o gradiente de velocidade é igual a zero.

$$\begin{aligned}\rho \left(\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right) &= \rho g_x - \frac{\partial p}{\partial x} + \mu \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \\ \rho \left(\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} \right) &= \rho g_y - \frac{\partial p}{\partial y} + \mu \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \right) \\ \rho \left(\frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} \right) &= \rho g_w - \frac{\partial p}{\partial z} + \mu \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \right)\end{aligned} \quad \text{Equação 1}$$

Onde:

ρ = massa específica;

u , v e w = velocidades nas componentes x , y e z respectivamente;

t = tempo;

g = força gravitacional;

p = pressão; e

μ = viscosidade.

A primeira parcela da Equação 1 corresponde aos termos convectivos ou de transporte e da conservação da quantidade de movimento, o termo seguinte corresponde as forças de campo, isto é, a força gravitacional, o terceiro termo da equação representa as forças de superfície, que é a pressão e por último, a quarta parcela da equação, representa a força viscosa, ou seja, o termo de difusão da quantidade de movimento.

A complexidade destas equações impede sua solução analítica até os dias de hoje. Sendo necessário lançar mão à métodos numéricos que possibilitam soluções aproximadas.

Mesmo numericamente, estas equações não são fáceis de serem solucionadas, exigindo muitas informações e apresentam formulações de difícil implementação, apesar de já existirem modelos cuja formulação utilizam as equações de Navier Stokes. Estes modelos são geralmente utilizados pontualmente, em condições muito específicas, não sendo justificado, em geral, a utilização destas equações na hidráulica fluvial.

Como dito, devido à complexidade destas equações, simplificações foram necessárias para representar o escoamento não permanente. Notoriamente conhecidas por equações de Saint Venant ou equação de Águas Rasas, este conjunto de equações, compostas pela equação da continuidade, representando a conservação da massa, e a equação dinâmica, que descreve o balanço da quantidade de movimento.

Ao se observar um rio, durante um evento de enchente, fica clara a complexidade do sistema que leva à impossibilidade de total compreensão de seus detalhes. No entanto, se mudar a escala de análise, saindo da escala local para uma escala de centenas de metros, o fenômeno aparenta ser mais simples,

ficando evidente que o fluxo de água tem uma direção preferencial, o escoamento está sujeito a força de campo gravitacional e também as forças de inércia, e como é de se esperar, existe uma perda de energia por atrito no sistema (GOURBESVILLE, CUNGE, & CAIGNAERT, 2012).

Geralmente, as variáveis que se têm interesse estudar, são a elevação do nível d'água e a descarga ao longo do rio. Tomando uma seção transversal ao rio, o fluxo nesta tem a propensão de seguir preferencialmente uma direção, sendo possível, simplificar o problema e adotar a premissa que água é direcionada ao longo deste eixo preferencial. Admitindo ainda, que a velocidade não varia muito com a profundidade, e assim, se têm as principais simplificações por trás das equações de Saint Venant. Um conjunto de hipóteses básicas, que simplificam a realidade, mas que, no entanto, dizem respeito à essência do escoamento.

Posteriormente, as equações de Saint Venant e suas hipóteses foram experimentalmente confirmadas em canais de seção regular em laboratório e em canais confinados de grande escala, sendo, então, largamente utilizadas na representação do escoamento em canais e em rios.

Mas o uso destas equações para simular a propagação de ondas de inundação em um rio é uma extrapolação bastante audaciosa, e o modelador deve estar ciente das limitações (CUNGE, HOLLY, & VERWEY, 1980).

A seguir é apresentado a equação da conservação da massa (Equação 2) que, combinada com a da conservação da quantidade de movimento, formam as equações de Saint Venant.

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \text{Equação 2}$$

Onde:

A = área molhada da seção transversal;

Q = vazão;

t = variável independente relativa ao tempo; e

x = variável independente relativo a direção longitudinal.

A equação de conservação da quantidade de movimento unidimensional (Equação 3) é apresentada a seguir:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(S_0 - S_f) \quad \text{Equação 3}$$

Onde:

v = velocidade média do escoamento;

t = variável independente relativa ao tempo;

x = variável independente relativo a direção longitudinal;

g = aceleração da gravidade;

h = profundidade da lâmina líquida;

S_0 = declividade média do leito fluvial; e

S_f = declividade da linha de energia.

A declividade de linha de energia, ou seja, a perda de energia é simplificada e representada através da Equação 4.

$$S_f = \frac{Q^2 n^2}{A^2 R_h^{4/3}} \quad \text{Equação 4}$$

Onde:

S_f = declividade da linha de energia;

Q = vazão;

n = coeficiente de rugosidade de Manning;

A = área molhada da seção transversal; e

R_h = Raio Hidráulico da seção molhada.

Com dito, as equações foram estabelecidas com a premissa de hipóteses simplificadoras e elas só podem ser completamente verdadeiras para uma situação idealizada. Estas hipóteses são apresentadas a seguir (RAMOS, et al., 1989):

- A distribuição de pressão é considerada hidrostática em uma vertical na seção transversal. Essa hipótese é válida desde que a curvatura da superfície livre seja pequena;
- A declividade média do leito do rio é suficientemente pequena para que o ângulo formado com a horizontal θ forneça as seguintes relações, tal que $\cos \theta \cong 1$, e $\sin \theta \cong \tan \theta \cong S_0$;
- O escoamento segue basicamente uma única direção, ao longo de seu eixo longitudinal. Esta hipótese é válida, desde que possam ser desprezados os efeitos da curvatura e irregularidade da linha d'água numa seção transversal. Assim, se assume que a distribuição vertical e horizontal da velocidade, numa seção transversal, seja representada pela velocidade média na seção;
- As perdas de energia pelo atrito, que ocorrem no escoamento não permanente, podem ser representadas pelas expressões de perda de carga em regime permanente de Chézy ou de Manning; e
- A água escoando pode ser considerada um fluido incompressível e homogêneo.

Essa simplificação é justificada, uma vez que leva a modelos mais simples, rápidos e com menor exigência de dados de entrada. Contudo, por muitos usuários negligenciarem ou desconhecerem as simplificações, o autor reserva um item para observações relevantes destas equações.

2.3.1 OBSERVAÇÕES SOBRE AS EQUAÇÕES DE SAINT VENANT

Segundo Ramos, et al. (1989) as equações de Saint Venant são frequentemente utilizadas para estudos do comportamento hidrodinâmico de rios e canais, sempre que os escoamentos satisfaçam as hipóteses fundamentais.

Há, porém, que se atentar os casos em que as hipóteses fundamentais são violadas, e por isso, há necessidade de uma melhor avaliação das hipóteses de simplificação das equações, por exemplo:

- A distribuição hidrostática de pressões, gradientes de temperatura e salinidade podem ocorrer em lagos, reservatórios e estuários, ocasionando acelerações verticais podendo alcançar ordens de grandeza não desprezível, no caso de corredeiras e escoamentos com

altas declividades de linha d'água ou ressaltos, há também em alguns momentos acelerações em diferentes direções que podem gerar alterações na distribuição de pressão.

- Quanto ao fluido ser considerado homogêneo, na maioria dos casos práticos, a hipótese é verdadeira. Embora o transporte do fluido ocorra junto com o sedimento e outras partículas sólidas, considerar a homogeneidade da mistura não acarreta erros significativos.
- Quanto à hipótese da velocidade constante, teoricamente, o perfil velocidade de um escoamento nunca é uniforme, mas em grande parte dos casos, a hipótese de uniformidade da velocidade não acarreta grandes erros. Mesmo quando o efeito da distribuição de velocidade for considerado importante, se pode lançar mão de fatores, tais como os coeficientes de Boussnesq ou de Coriolis. Estes fatores de correção são adicionados a componente da aceleração convectiva da Equação 3 (RAMOS, et al., 1989).

Existem ainda, outros fenômenos que não são representados nas equações de Saint Venant, por exemplo: fenômenos de turbulência, perdas de energia localizadas, como pilares de pontes, obstáculos, vegetações, variações abruptas da forma da seção transversal, curvas acentuadas, confluências e etc., os efeitos dessas perdas são difíceis de serem mensuradas e só podem ser contabilizados se incluídas no coeficiente de rugosidade.

Outra situação apontada por Gourbesville, Cunge e Caignart (2012), em que as equações de águas rasas têm limitação de abordagem, por exemplo, em canal, quando ocorre uma ondulação de jusante para montante, ocasionada pelo fechamento abrupto de uma comporta. Neste caso em particular, a hipótese de velocidade uniforme e pressão hidrostática são violadas, e nenhum modelo comercial, baseado nessas hipóteses, podem produzir resultados aceitáveis para o problema.

Portanto, o conhecimento das hipóteses básicas é essencial para modelador, bem como é essencial, a interpretação dos resultados pelo mesmo, e ao passo que estes vão sendo cada vez mais complexos, utilizando dados mais refinados de topografia, automatizando o processo de modelagem, o

modelador é incapaz de verificar se toda informação gerada é factível com a realidade, perdendo o controle dos resultados.

Qualquer modelagem computacional não fornece nada mais que as hipóteses permitem. Assim, um modelador que não está suficientemente consciente das simplificações pode não ser capaz de fornecer ao interessado final as conclusões apropriadas. Os modelos são apenas ferramentas, sua utilização de modo inadequado pode levar a resultados errôneos com graves consequências.

2.4 MODELOS HIDRODINÂMICOS SIMPLIFICADOS

Inicialmente, antes do advento dos computadores, a aplicação das equações de Saint Venant exigia um esforço matemático e de elevado levantamento de informações e seu uso podia se tornar impraticável. Assim, um conjunto de modelos hidrodinâmicos, ditos simplificados, ou não completos, foi desenvolvido. A maioria destes modelos lança mão de métodos aproximados e simplificações complementares.

Estes modelos foram desenvolvidos e largamente utilizados antes dos potentes microcomputadores pessoais, pois, eram fáceis de serem resolvidos, implementados, não requeriam grande detalhamento de informação e eram suficientes para representar o problema.

Segundo Pontes (2011) os modelos de armazenamento utilizam a equação da continuidade e desprezam completamente a equação da quantidade de movimento, considerando apenas uma relação entre armazenamento, vazão de saída e de entrada do sistema. Um exemplo destes são os modelos baseados em reservatórios lineares simples, como o modelo de Muskingum.

Para melhor ilustrar e facilitar o entendimento das simplificações dos modelos não completos, ao tomar a equação da quantidade de movimento (Equação 3), e identificar cada parcela como mostrado a seguir, na Equação 5:

$$\frac{\frac{\partial v}{\partial t}}{\text{Termo da}} + \frac{v \frac{\partial v}{\partial x}}{\text{Termo da}} + \frac{g \frac{\partial h}{\partial x}}{\text{Termo da}} + \frac{g(S_f + S_0)}{\text{Termo da}} = 0$$

aceleração local aceleração convectiva Força de Pressão da força de atrito e gravitacional

Equação 5

Os modelos simplificados podem ser classificados em modelos do tipo armazenamento, onda cinemática e difusão, conforme consideração ou não dos termos identificados na Equação 5.

Quando se despreza os termos de aceleração local, de aceleração convectiva e de pressão da equação de quantidade de movimento (Equação 5), combinada com a equação da continuidade (Equação 2), têm-se os modelos do tipo onda cinemática, nesses modelos, admite-se que a declividade de linha d'água é igual a declividade do fundo do rio, ou seja, os termos de gravidade são igualados aos termos de atrito, neste tipo de modelo não são considerados os efeitos de jusante. O modelo apresenta apenas a translação da onda de cheia, todo amortecimento observado neste método é gerado devido a um artifício numérico.

Outro modelo simplificado, é o modelo de analogia a difusão, ou onda difusiva, que utiliza os termos da força de atrito, gravitacional e o termo da força de pressão. Um exemplo deste modelo de Muskingum Cunge, onde há um termo do equacionamento capaz de representar a difusão física real. Este modelo, ainda apresenta adaptação para representar as planícies de inundação.

Muito embora o advento da computação facilite a resolução das ondas dinâmicas, isto é, aquelas cujas descrição necessita das equações completas de Saint Venant, alguns modelos não completos, com soluções simplificadas, ainda permanecem sendo utilizados. Isto, se deve a uma série de vantagens que serão expostas a seguir de acordo com Miller e Cunge (1975).

- Baixo custo computacional e de fácil implementação;
- Em muitas aplicações, para o escoamento não permanente gradualmente variado, os termos de inércia na equação da quantidade de movimento são pequenos em relação a outros termos, sendo por vezes desconsiderados;
- Os resultados dos modelos simplificados são dados em muito menos tempo;
- A geometria da seção transversal do rio estudado pode ser simplificada, sem necessidade de grande riqueza de detalhes;

- Os modelos simplificados são integrados facilmente aos modelos do tipo chuva deflúvio;
- É mais fácil acompanhar as soluções de modelos simplificados, facilitando o entendimento do modelador e sua interpretação de resultados.

Além do que, alguns autores como Henderson (1966), Vieira da Silva e Mascarenhas (1981), Ramos, F. *et al.*, (1989) e Weizhe (2007), afirmam que a ordem de grandeza dos termos da Equação 5, podem indicar qual efeito físico tem maior ou menor influência no escoamento. Sendo o termo de força de atrito e gravitacional o mais relevante, enquanto o termo da aceleração convectiva o menos relevante. Por isto, se pode simplificar as equações de Saint Venant aos modelos simplificados sem acarretar grandes erros nos resultados.

Contudo, estes modelos também possuem desvantagens quando comparado aos modelos completos, ainda de acordo com Miller e Cunge (1975), são apresentadas a seguir as principais desvantagens:

- A precisão dos resultados é limitada;
- Não é capaz de representar os efeitos de jusante, quando desprezado também o termo de pressão;
- Não representa os termos de inércia da equação da quantidade de movimento, limitando a simulação onde variações de velocidade sejam importantes; e
- O armazenamento não é função apenas das vazões conhecidas de entrada e de saída.

A aplicação de modelos hidrodinâmicos unidimensionais que solucionam as equações de águas rasas é, atualmente, relativamente simples e, geralmente, estes modelos são mais precisos.

O mais importante é que o modelador entenda as possíveis aplicações e limitações dos modelos simplificados, sabendo onde exatamente cada um pode ser empregado sem grandes perdas nos resultados. Da mesma forma, é importante que o modelador entenda as limitações dos modelos completos e saibam interpretar os resultados.

2.5 MODELOS HIDRODINÂMICOS COMPUTACIONAIS

A dinâmica de fluidos computacionais (CFD, em inglês) pode ser definida como o ramo da mecânica de fluidos que usa métodos numéricos para resolver e analisar os problemas envolvendo os fluxos de fluidos.

Os CFD são comumente utilizados para se referir a um modelo numérico de alta ordem, capazes de resolver problemas complexos, mas na realidade todos os modelos numéricos de escoamento são modelos tipo CFD, mesmo uma simples planilha que solucione a equação de remanso (TOOMBES & CHANSON, 2011).

A ideia básica dos métodos numéricos parte do processo de discretização, que reduz o problema físico, contínuo, com um número infinito de incógnitas, a um problema discreto com um número finito de variáveis (WROBEL, et al., 1989).

Os modelos numéricos podem ser entendidos tanto como uma alternativa ou como um complemento aos modelos físicos. Contudo, os modelos numéricos apresentam, no primeiro momento, grandes vantagens sobre os modelos físicos, quer sejam em termos de custos ou de tempo para implementação (ANTUNES DO CARMO, 2004).

Os modelos numéricos são traduções dos modelos matemáticos, adaptados para diferentes métodos de cálculo. O princípio básico, comum às abordagens numéricas para a avaliação de qualquer propriedade conservativa, baseia-se nas leis gerais de conservação da mecânica dos fluidos, ou seja, a certeza de que na natureza nada se cria nada, se perde e tudo se transforma (Lei de Lavoisier), nenhuma propriedade do escoamento se perde ou ganha, mas se conserva. Assim, os modelos são construídos tendo como base as leis de conservação de quantidade de movimento, de energia e de massa.

A complexidade do escoamento de fluidos torna impossível resolver as equações governantes sem fazer algumas simplificações, mesmo com o uso de modelos complexos e computadores rápidos. Geralmente as simplificações mais comuns incluem:

- Simplificação das propriedades espaciais e geométricas;

- Variações graduais;
- Negligência de propriedades do fluido, como, densidade constante, sem viscosidade ou ação da tensão superficial; e
- Uso de fórmulas empíricas para se aproximar a características do escoamento, por exemplo, como uso da equação de Manning, modelo de turbulência k- ϵ .

Como visto, até mesmo os modelos numéricos apresentam inconvenientes que podem estar relacionadas a hipóteses simplificadoras da teoria matemática na representação do fenômeno natural, bem como a dificuldade de reproduzir os fenômenos físicos envolvidos nos processos fluviais. Por isto, ainda são necessários os modelos físicos para a representação de processos mais complexos e, em geral, de caráter mais local, como, por exemplo, a construção de hidrelétricas e portos.

Em geral, são considerados dois métodos de analisar o movimento fluido: descrevendo o padrão de fluxo detalhado em cada ponto do escoamento (pequena análise de escala ou diferencial), ou examinando uma região finita e determinando os efeitos na região (análise de volume finito). Como eles geralmente se preocupam em descrever e determinar as propriedades do fluido dentro do espaço, a maioria dos modelos numéricos adota um volume de controle. A seguir é apresentado uma classificação dos modelos numéricos.

No estudo do comportamento de um fluido, há duas referências para a descrição de uma propriedade genérica: A descrição Lagrangeana, onde se toma um partícula do fluido e se observa o movimento desta na corrente do fluido; e a descrição Euleriana, quando se toma um ponto fixo no espaço e se observa o comportamento do fluido neste ponto.

2.6 CLASSIFICAÇÃO DE MODELOS NUMÉRICOS

Modelos numéricos aplicados à recursos hídricos são classificados, por diferentes critérios (ROSMAN et al., 2001 e ANTUNES DO CARMO, 2004):

- Quanto aos processos que descrevem;
- Quanto ao tipo de escoamento dominante no espaço; e
- Quanto às dimensões do domínio e grau de estratificação do meio.

Em relação aos processos, um modelo numérico poderá descrever exclusivamente a hidrodinâmica, sendo aplicado principalmente em regimes permanentes ou não permanente. Nestes casos os modelos numéricos possuem as equações de conservação de massa e conservação da quantidade de movimento.

Os modelos classificados pelo tipo de escoamento dominante no espaço, ou seja, os modelos poderão ser classificados em unidimensionais, bidimensionais ou tridimensionais.

Essa classificação é puramente geométrica, assim os modelos serão classificados como unidimensionais quando uma das dimensões de propagação do fenômeno é muito superior a qualquer das outras duas, por exemplo: em um rio, se o escoamento se dá no leito principal, sem atingir a planície de inundação, a dimensão predominante é a longitudinal, na direção do escoamento.

Os modelos serão classificados como bidimensionais quando duas dimensões do domínio são equivalentes, exemplo: quando se é modelado uma cheia, no qual o escoamento atinge a planície de inundação e essa se espalha para muito além das margens, neste momento o escoamento tende a ter duas dimensões principais, a transversal e a longitudinal.

Finalmente, os modelos serão classificados como tridimensionais quando as três dimensões são equivalentes ou igualmente relevantes para a modelagem, como nos casos em que se tem interesse de estudar a turbulência em determinado trecho de um rio, junto a pilares de pontes ou a jusante de vertedouros, por exemplo.

Em relação as dimensões do domínio, os modelos poderão ser classificados então em 1D, 2D Longitudinal Lateral, 2D Longitudinal Vertical, em *Quasi*2D (que descreve o escoamento em duas dimensões, assumindo equação 1D) e ainda em *Quasi* 3D (que descrevem o escoamento em três dimensões assumindo simplificações) e o 3D, sem nenhuma simplificação.

Modelos 1D desprezam a componente da velocidade segundo a direção transversal ao escoamento. Resultam, geralmente, da integração vertical e lateral das equações de continuidade e da quantidade de movimento, admitindo-se a hidrostática. Dessa forma, a velocidade é uniforme no perfil vertical.

Modelos 2D Longitudinal Lateral resulta da integração vertical e das equações de quantidade de movimento, restando a longitudinal e a lateral, assumindo que a pressão não varia; deste modo, a componente da velocidade não varia na vertical, assumindo o perfil vertical da velocidade médio em ambas as direções. Os modelos 2D Longitudinal Vertical descrevem a troca de escoamento entre as camadas na vertical do escoamento no plano x e z. Modelos *Quasi 2D*, em geral, são modelos semelhantes a modelos 1D, porém, com uma representação em loop, para representar alternativa diversas de escoamento no espaço.

Modelo *Quasi 3D* calcula componentes da velocidade do escoamento nas três dimensões assumindo que a pressão é constante, em geral desprezando acelerações verticais do escoamento.

Os modelos 3D resolvem as equações de Navier Stokes completas, nas três direções; porém, estes modelos possuem limitações computacionais, sendo requerido grande esforço computacional para a utilização desta formulação. São geralmente utilizados pontualmente, em condições muito específicas, não sendo justificado, em geral, a utilização destas equações na hidráulica fluvial.

Esta classificação foi realizada quanto ao grau do domínio, ou seja, em relação a quantas direções espaciais sua formulação matemática adota.

Quase que obrigatoriamente, os modelos atuais apresentam uma interface de comunicação com ferramentas de geoprocessamento, apresentando os resultados das modelagens como manchas de inundação. Essas manchas de inundação geralmente são apresentadas ao usuário final através de figuras em um mapa. Nestes mapas é possível identificar a altura dos níveis d'água e a extensão das inundações; portanto, visualmente a reposta gerada pelo modelo acaba permitindo uma interpretação dos resultados em três dimensões espaciais.

Esta apresentação figurativa do resultado acaba gerando um equívoco de interpretação quanto ao domínio espacial do modelo. Erroneamente usuários e clientes podem acreditar que por se deparar com resultados contínuos em um mapa o modelo utilizado é bidimensional.

Esta apresentação da inundação, algumas vezes, depende totalmente do arranjo e esquema montado pelo modelador, que, ao avaliar a natureza, interpreta e organiza o modelo de tal forma que os resultados tendem a responder conforme a interpretação prévia do modelador. Eventualmente, em algumas situações, onde o transporte da água não ocorra de maneira muito clara, os resultados dos modelos não se comportam conforme a interpretação inicial, obrigando os modeladores a reavaliarem os arranjos geométricos iniciais e, algumas vezes, obrigando a mudança de modelo e até de abordagem.

A interpretação prévia do escoamento pelo modelador é uma análise tridimensional do comportamento hidrodinâmico, posteriormente o arranjo do modelo será construído com base nisto e, se a análise estiver correta, os resultados representarão esta interpretação. Pois bem, neste momento podem existir novamente discussões a respeito do domínio espacial de cada modelo, apesar de alguns calcularem as equações de águas rasas em uma única direção, ao serem implementados a partir de uma interpretação subjetiva do escoamento nas três direções pelo modelador e os resultados da inundação serem especializadas, apresentando uma resposta da inundação na forma tridimensional, estes modelos ainda serão considerados unidimensionais.

Quanto aos mapas de inundação, estes têm se tornado um dos produtos mais desejados por usuários, apesar deste resultado apresentar limitações. Muitas vezes, estas simplificações não são bem entendidas pelos usuários e clientes dos modelos hidrodinâmicos, que acabam se confundindo com as dimensões do domínio dos resultados e a precisão do modelo hidrodinâmico com a precisão cartográfica.

Após esta discussão inicial, este trabalho, em particular, está mais interessado na comparação entre modelos 1D, 2D Longitudinal Lateral e *Quasi* 2D, por estes arranjos matemáticos serem usualmente os mais utilizados o para representação do escoamento em problema de recursos hídricos, a seguir serão abordados mais detalhadamente, estes tipos de modelos numéricos e, em particular, sobre o HEC RAS, o IBER e o MODCEL.

2.6.1 MODELOS UNIDIMENSIONAIS

Como o escoamento em rios ocorre geralmente em uma direção preponderante, a longitudinal, pode ter esse processo representado por equações com uma dimensão espacial (CUNGE, HOLLY, & VERWEY, 1980). Portanto, para a resolução de problemas de hidráulica fluvial os modelos 1D são usualmente suficientes. Estes modelos são amplamente utilizados em recursos hídricos e são constituídos por uma equação de conservação de massa e outra de conservação da quantidade de movimento (TUCCI, 2005).

Ressalta-se que a restrição fundamental dos modelos 1D, é que estes simulam uma onda de cheia que, quando extravasa para as planícies marginais, segue ainda predominantemente a direção longitudinal (CUNGE, HOLLY, & VERWEY, 1980). Consideram a planície de inundação como uma extensão do canal.

Nos modelos unidimensionais, é muito comum que a topografia do rio seja representada através de seções transversais compostas, para incluir a representação das planícies inundáveis. Assim, as profundidades são estabelecidas através da interpolação linear entre as seções transversais e, quando o nível d'água no canal principal atinge altura suficiente para inundar a planície adjacente, o modelo considera que o nível d'água atinge por extrapolação todos os locais da seção com cotas inferiores ao nível d'água no canal.

Existem inúmeros modelos unidimensionais no mercado alguns, gratuitos e outros não. Como exemplo de alguns modelos tem-se: Mike 11, IPH IV, EPA SWMM e HEC RAS. Neste trabalho o modelo unidimensional escolhido para análise comparativa foi o HEC RAS, por ser um modelo consolidado, amplamente utilizado, de licença livre e por que quase todas as comparações entre modelos da literatura utilizaram este modelo. Assim a seguir, serão descritas mais informações a respeito deste modelo unidimensional.

2.6.1.1 HEC RAS 1D

O Hydraulic Engineering Center's River Analysis System (HEC RAS) é um software que permite a simulação hidráulica de fluxo, nos regimes permanente e não permanente, transporte de sedimento, computação de leito móvel,

modelagem da temperatura d'água e a modelagem generalizada da qualidade da água, transporte e destino de nutrientes e rompimento de barragens, sendo capaz de representar pontes, travessias e galerias (US ARMY OF ENGINEERS, 2016). Na Figura 1, é apresentado como o modelo HEC RAS representa a topografia de um rio em seções transversais.

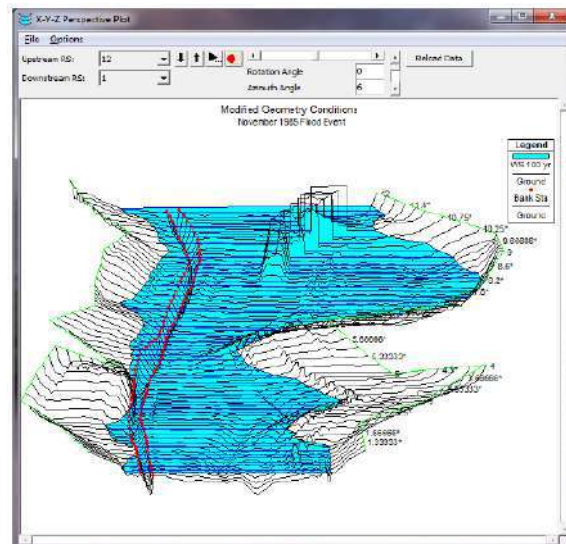


Figura 1 – Arranjo da geometria das seções transversais na visualização XYZ do modelo HEC RAS. Fonte: US ARMY OF ENGINEERS, 2016

As primeiras versões do modelo datam da década de 90. O HEC RAS se tornou um dos modelos mais populares, sendo muito utilizado para realizar comparações entre desempenho de modelos hidrodinâmicos. O software ficou mundialmente conhecido na modelagem unidimensional do escoamento principalmente por ser gratuito e por ter a chancela de uma instituição renomada.

O HEC RAS é um modelo que utiliza seções transversais para caracterizar a geometria do terreno, como ilustrado na Figura 2. Portanto, para representar bem a realidade, é fundamental que as seções transversais caracterizem a diversidade de geometria existente em um rio natural, e quantificar precisamente as distâncias entre seções é imprescindível.

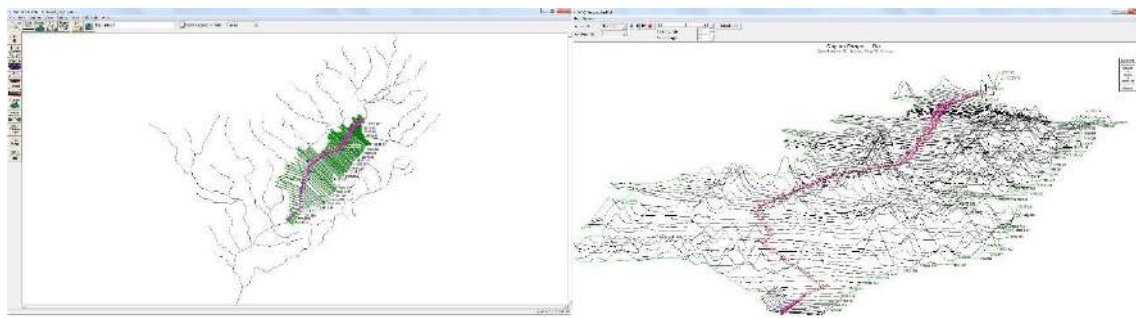


Figura 2 – Arranjo da geometria das seções transversais extraídas de um modelo digital de terreno. Fonte: Autor.

Para análise hidráulica do regime permanente, o modelo HEC-RAS é capaz de realizar cálculos dos perfis de superfície d'água. Estes perfis podem ser calculados para os regimes subcrítico, supercrítico e misto. Os perfis da lâmina de água são calculados de seção transversal para seção transversal, resolvendo a equação de energia por meio iterativo, pelo método “step by step”.

A equação de energia utilizada na abordagem do regime permanente é apresentada na Equação 6. Esta equação é utilizada de uma seção de montante para uma seção de jusante, em geral, para a solução de remansos do tipo M1

$$Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad \text{Equação 6}$$

Onde:

Z_1 e Z_2 = elevação de referência do terreno (m);

Y_1 e Y_2 = profundidade da lâmina d'água nas seções (m);

V_1 e V_2 = velocidade média nas seções (m/s);

α_1 e α_2 = coeficientes de relação entre a energia real e a que se obtém ao considerar uma distribuição uniforme de velocidade na seção;

h_e = perda de carga (m); e

g = aceleração da gravidade (m/s^2).

É importante ressaltar que os coeficientes α_1 e α_2 , apresentados na Equação 6, não estão relacionados ao efeito Coriolis. Estes coeficientes são uma correção da velocidade, através da média ponderada das energias cinéticas em uma seção transversal, descrita pela Equação 12

A Figura 3 ilustra as variáveis da equação de energia empregada pelo modelo para abordagem do escoamento permanente unidimensional.

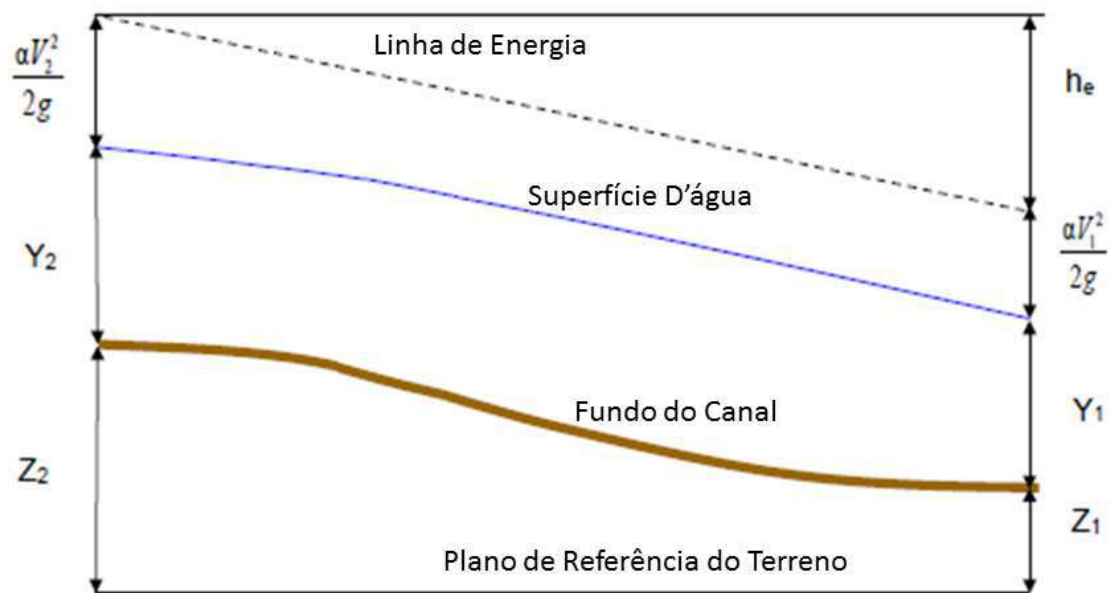


Figura 3 – Representação das variáveis da equação de energia. Fonte: US ARMY OF ENGINEERS (2016).

A perda de carga no regime permanente é calculada a partir da Equação 7. Esta leva em consideração a perda de energia por atrito (Manning) e por perdas de contração e expansão da seção (perdas localizadas).

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad \text{Equação 7}$$

Onde:

h_e = perda de carga (m);

L = distância entre seções (m);

S_f = declividade da linha de energia (m/m);

C = coeficiente de perda de energia por contração e expansão;

V_1 e V_2 = velocidade média nas seções (m/s);

α_1 e α_2 = coeficiente de correção da velocidade; e

g = aceleração da gravidade (m/s²).

Ressalta-se que distância entre seções, L, é calculada levando em consideração a vazão, sendo a média ponderada das distâncias e a vazão que escoam pela margem direita, esquerda e centro do canal, representado pela Equação 8.

$$L = \frac{L_e \overline{Q_e}}{\overline{Q_e}} + \frac{L_c \overline{Q_c}}{\overline{Q_c}} + \frac{L_d \overline{Q_d}}{\overline{Q_d}} \quad \text{Equação 8}$$

Onde:

L = distância longitudinal entre seções;

L_e, L_c e L_d = distância longitudinal entre a margem esquerda, centro do canal e da margem direita respectivamente; e

Q_e, Q_c e Q_d = média aritmética das vazões entre seção para a margem esquerda, centro do canal e margem direita respectivamente.

Para a determinação da capacidade de condução em uma seção transversal, o modelo realiza uma repartição da seção em subseções (Figura 4), onde a capacidade de condução é determinada pelas seguintes equações (Equação 9 e Equação 10):

$$Q = K \sqrt{S_f} \quad \text{Equação 9}$$

$$K = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} \quad \text{Equação 10}$$

Onde:

K = capacidade de transporte;

A = área da subseção;

n = coeficiente de rugosidade de Manning;

R_h = raio hidráulico da subseção;

Q = Vazão; e

S_f = declividade da linha de energia

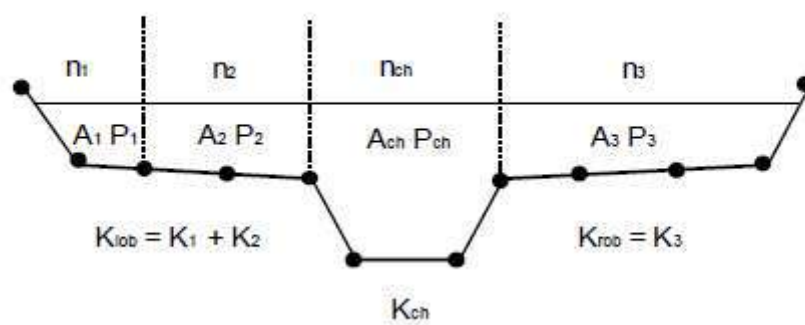


Figura 4 – esquema de cálculo de capacidade de transporte, subdivisão da seção transversal. Fonte: US ARMY OF ENGINEERS (2016).

O fluxo de água não é dividido no canal principal a menos que os coeficientes de rugosidade sejam diferentes dentro da área do canal; do contrário, o modelo considera um único valor de rugosidade para a região do canal, o modelo possibilita a adoção do método da rugosidade composta proposta por Chow (1959).

Uma vez que a profundidade da lâmina d'água é única em cada seção transversal, o processo de determinação do nível d'água leva em consideração uma divisão da seção em três subseções com objetivo de obter a média da energia cinética. A seção é dividida de tal forma que se pode identificar o canal principal, a margem direita e a margem esquerda. Na Figura 5 é ilustrado como é obtida a média da energia cinética, contudo neste exemplo, são considerados apenas duas subdivisões da seção.

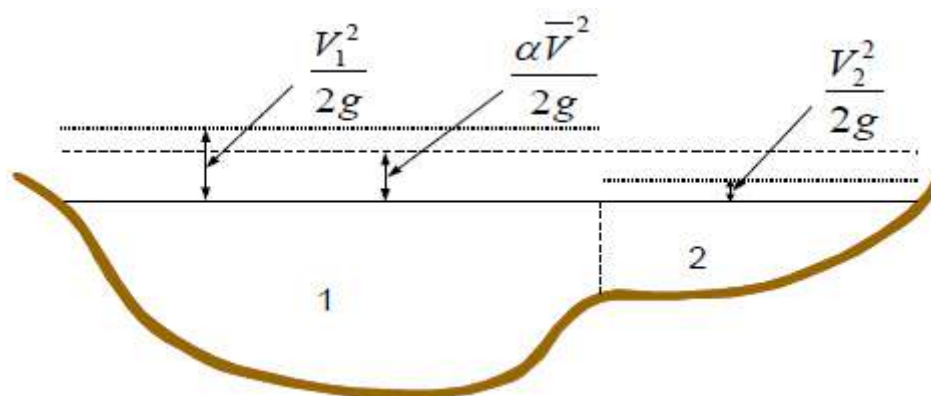


Figura 5 – Exemplo de como se obtém a média da energia cinética. Fonte: US ARMY OF ENGINEERS (2016).

V_1 e V_2 na Figura 5 representam a velocidade média correspondentes as áreas 1 e 2 respectivamente.

Para se calcular a energia cinética média é preciso obter a correção da velocidade através do coeficiente α , este coeficiente é calculado da seguinte forma, a energia cinética é igualada a média ponderada das energias, como mostrado a seguir:

$$\alpha \frac{\bar{V}^2}{2g} = \frac{Q_1 \frac{V_1^2}{2g} + Q_2 \frac{V_2^2}{2g} + Q_3 \frac{V_3^2}{2g}}{Q_1 + Q_2 + Q_3} \quad \text{Equação 11}$$

$$\alpha = \frac{(Q_1 V_1^2 + Q_2 V_2^2 + Q_3 V_3^2)}{Q \bar{V}^2} \quad \text{Equação 12}$$

O coeficiente α , é calculado em função da capacidade de transporte, K , e da área da seção, assim com as devidas substituições na Equação 12, se tem a Equação 13:

$$\alpha = \frac{A_t^2 \left(\frac{K_e^3}{A_e^2} + \frac{K_c^3}{A_c^2} + \frac{K_d^3}{A_d^2} \right)}{K_t^3} \quad \text{Equação 13}$$

Onde:

α = coeficiente de correção da velocidade;

A_t = área molhada da seção transversal;

A_e , A_c e A_d = área das subseções da margem esquerda, do canal e da margem direita respectivamente;

K_t = capacidade total de transporte da seção; e

K_e , K_c e K_d = capacidade de transporte das subseções da margem esquerda, do centro do canal e da margem esquerda respectivamente.

Onde a capacidade de transporte da seção é calculada através da Equação 14.

$$K = \frac{1,486}{n} A R_h^{2/3} \quad \text{Equação 14}$$

A perda de carga por atrito no HEC RAS é avaliada como uma ponderação entre a declividade da linha de energia entre duas seções (S_f) e a distância entre elas (L), calculada pela Equação 8, assim se tem a Equação 15 e a Equação 16.

$$h_f = L \times \bar{S}_f \quad \text{Equação 15}$$

$$\bar{S}_f = \left(\frac{Q_i + Q_j}{K_i + K_j} \right)^2 \quad \text{Equação 16}$$

Onde:

h_f = perda de carga por atrito;

L = distância entre seções;

S_f = declividade da linha de energia;

Q_i e Q_j = vazão nas seções; e

K_i e K_j = capacidade de transporte das seções.

Destaca-se que a Equação 16 é a equação padrão para o cálculo da declividade da linha de energia; porém, o modelo possibilita que o modelador possa optar por outras três formas, a saber: média da declividade da linha de energia; média geométrica da declividade da linha de energia; e média harmônica da declividade da linha de energia.

Já para a determinação da perda de energia localizada por contração e expansão das seções, o modelo utiliza a formulação mostrada na Equação 17.

$$h_{ce} = C \left| \frac{\alpha_i V_i^2}{2g} + \frac{\alpha_j V_j^2}{2g} \right| \quad \text{Equação 17}$$

Onde:

h_{ce} = perda de carga localizada;

C = coeficiente de contração e expansão;

V_i e V_j = velocidade média nas seções;

α_i e α_j = coeficiente de correção da velocidade; e

g = aceleração da gravidade.

A profundidade crítica em um canal representa que a energia específica é mínima, o modelo calcula seu valor através de processos iterativos, através do método parabólico e pelo método da secante, sendo o primeiro considerado como padrão. Curiosamente, o HEC RAS utiliza o valor de Froude de 0,94 ao invés do 1,0 para definir se o regime de escoamento é crítico, justificando que o cálculo do número de Froude para canais irregulares não é preciso e assim assumir o valor de 0,94 se torna conservador.

O cálculo da profundidade crítica é dado pela seguinte Equação 18:

$$E = W_s + \frac{\alpha V^2}{2g} \quad \text{Equação 18}$$

Onde:

E = Energia específica total;

W_s = Elevação da superfície líquida;

V = velocidade crítica;

α = coeficiente de correção da velocidade; e

g = aceleração da gravidade.

Sempre que a superfície da água passa através de profundidade crítica, ou seja, há uma mudança no regime de escoamento, com exceção de alguns casos, a equação de energia não é considerada como sendo aplicável. Esta equação só é aplicada para o escoamento gradualmente variado e as transições entre regimes de escoamento não atendem a condição da equação de energia. Isto se deve, as mudanças bruscas de declividade e da seção transversal, como por exemplo: em estruturas hidráulicas, pontes e confluências de corpos d'água. Nestes casos o modelo emprega equações empíricas e a equação do momento.

A equação do momento deriva da segunda lei de Newton, onde o somatório de forças é igual a massa vezes a aceleração. Aplicando a segunda lei em um corpo d'água, tomando como exemplo um sistema fechado por duas seções 1 e 2 tem-se ilustração na Figura 6.

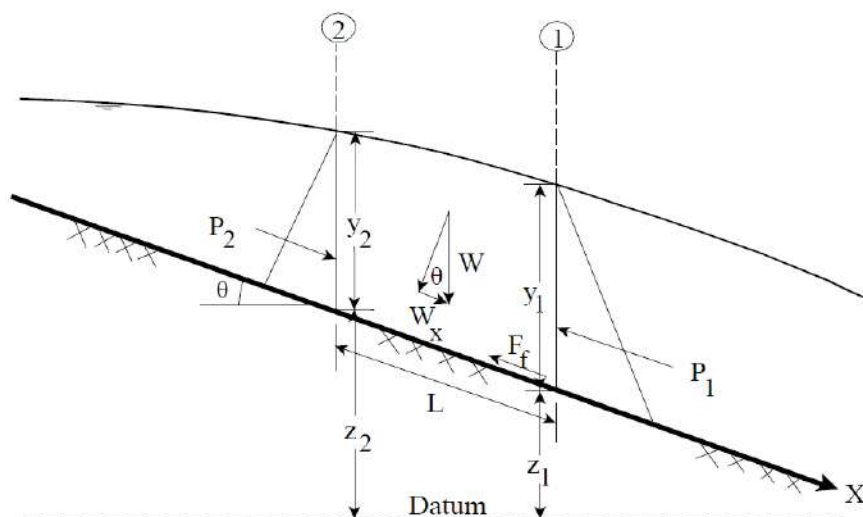


Figura 6 – Aplicação da segunda lei de Newton em um corpo d'água. Fonte: US ARMY OF ENGINEERS (2016).

Aplicando o princípio do momento tem-se a Equação 19

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q\rho\Delta V_x \quad \text{Equação 19}$$

Onde:

P_1 e P_2 = pressão na seção 1 e 2 respectivamente;

W_x = força peso da água na direção x;

F_f = força de atrito;

Q = descarga;

ρ = massa específica d'água; e

ΔV = variação da velocidade da seção 2 para 1.

Para o escoamento não permanente, o modelo resolve as equações de Saint Venant completas, que consiste em um sistema de derivadas parciais formados pelas equações da continuidade e da conservação da quantidade de movimento em uma dimensão, por aplicação do método de diferenças finitas (US ARMY OF ENGINEERS, 2016).

Uma vez que a direção preferencial do fluxo é longitudinal as planícies de inundação, essas podem ser modeladas como área de armazenamento que trocam água com o canal. O alagamento que corre pelas planícies pode ser

Ressalta-se, que, pela abordagem unidimensional do modelo, não é considerado nenhum transporte da calha principal para a planície adjacente, a Figura 7 exemplifica a abordagem empregada no modelo.

A topographic profile graph showing Elevation (m) on the y-axis (0 to 80) and Station (m) on the x-axis (0 to 2500). The profile shows a steep descent from 80m at station 0 to a floodplain at approximately 15m. The floodplain is labeled 'Planície de Inundação'. A 'Canal Principal' is indicated by a small red and blue area at station 1500. The profile rises again to a peak of about 50m at station 2100, then drops to a local minimum of about 10m at station 2300, labeled 'Sem conexão com o rio', before rising again to about 45m at station 2500.

Essa simplificação unidimensional negligencia a troca direta de água entre o rio e a planície, considerando apenas, que quando o NA atinja cota suficiente para extravasar da calha principal o escoamento se dá em toda planície de inundação que possua cota inferior ao estabelecido pelo NA. Assim as equações de Saint Venant são escritas conforme as Equação 20 e Equação 21, ou seja, escreve as equações para dois canais adjacentes, considerando a planícies de inundação como um segundo canal. As equações estão escritas considerando

apenas o escoamento no canal e nesse canal virtual paralelo que representa a planície de inundação.

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial(\varphi Q)}{\partial x_c} + \frac{\partial((1 - \varphi)Q)}{\partial x_p} = 0 \quad \text{Equação 20}$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(\varphi^2 \frac{Q^2}{A_c})}{\partial x_c} + \frac{\partial((1 - \varphi)^2 \frac{Q^2}{A_p})}{\partial x_p} \\ & + g \left(A_c \left(\frac{\partial Y_c}{\partial x_c} + S_{fc} \right) + A_p \left(\frac{\partial Y_p}{\partial x_p} + S_{fp} \right) \right) = 0 \end{aligned} \quad \text{Equação 21}$$

Onde:

A = área da seção transversal;

t = tempo;

Q = vazão;

x_c e x_p = direção longitudinal do canal e planície de inundação, respectivamente;

A_c e A_p = área molhada do canal e da planície de inundação, respectivamente;

Y_c e Y_p = profundidade no canal e na planície de inundação, respectivamente;

S_{fc} e S_{fp} = declividade da linha de energia no canal e na planície de inundação, respectivamente; e

φ = variável que divide o fluxo entre o canal e a planície de inundação.

A variável φ específica como o a vazão é particionada entre o canal e a planície de inundação e pode ser calculada através da Equação 22.

$$\varphi = 1 / \left(1 + \frac{(A_p/A_c)^{5/3}}{(n_p/n_c)(P_p/P_c)^{2/3}} \right) \quad \text{Equação 22}$$

Onde:

φ = variável que divide o fluxo;

A_c e A_p = área molhada do canal e da planície de inundação, respectivamente;

n_c e n_p = rugosidade de Manning do canal e da planície de inundação, respectivamente; e

P_c e P_p = perímetro molhado da seção do canal e da planície de inundação, respectivamente.

A declividade da linha de energia é calculada de forma semelhante à do escoamento permanente, pela equação de Manning. A diferença é que se divide o cálculo em dois, um para a declividade da linha de energia do canal principal e a outra para as planícies de inundação, assim se têm as duas equações Equação 23 e Equação 24.

$$S_{fc} = \frac{\varphi^2 Q^2 n_c^2}{R_h^{4/3} A_c^2} \quad \text{Equação 23}$$

$$S_{fp} = \frac{(1 - \varphi^2) Q^2 n_p^2}{R_{hp}^{4/3} A_p^2} \quad \text{Equação 24}$$

Onde:

S_{fc} e S_{fp} = declividade da linha de energia no canal e na planície de inundação, respectivamente;

φ = variável que divide o fluxo;

Q = vazão;

A_c e A_p = área molhada do canal e da planície de inundação, respectivamente;

n_c e n_p = rugosidade de Manning do canal e da planície de inundação, respectivamente; e

R_{hc} e R_{hp} = raio hidráulico do canal e da planície de inundação, respectivamente.

O HEC RAS, a partir da ferramenta HEC GeoRAS, permite facilmente realizar a integração do modelo hidrodinâmico com ferramentas de sistema de informação geográfica (SIG), como o ArcGIS e o AutoCAD Civil 3D. O HEC GeoRAS possibilita facilmente a construção da geometria e a importação de informações de topografia dos modelos digitais de terreno. Ainda, através desta ferramenta, os resultados simulados podem ser exportados para o ambiente SIG permitindo a construção de mapas de inundação de forma automática. A Figura

8 ilustra um exemplo de mancha de inundação gerada a partir da ferramenta HEC GeoRAS acoplada ao ArcGIS.

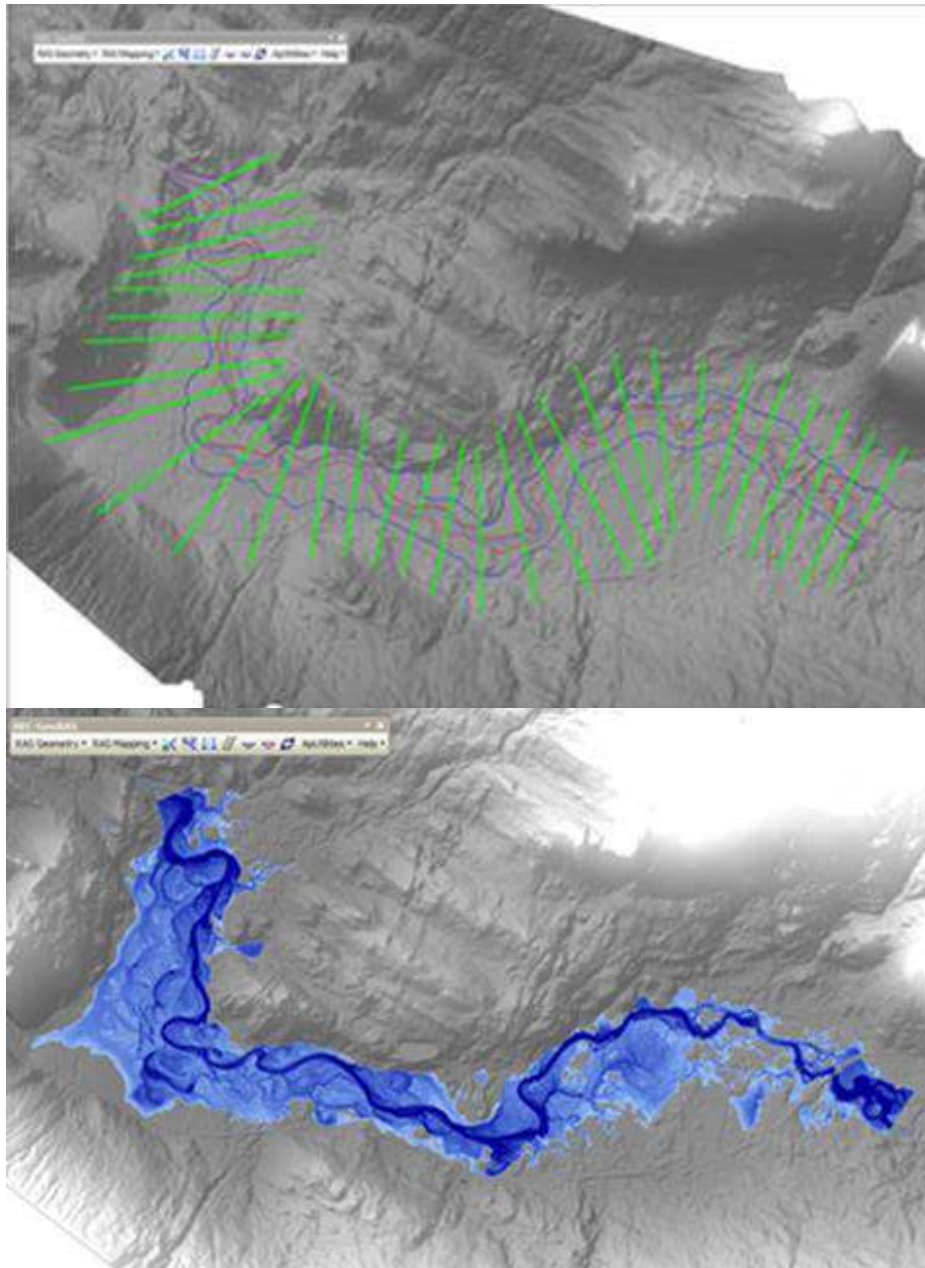


Figura 8 – Exemplo de implementação de modelagem utilizando a ferramenta HEC GeoRAS acoplada ao ArcGIS. Fonte: <https://watergis.wordpress.com/category/gis-modelling/>, visitado em agosto de 2017.

O modelo hidrodinâmico calcula os NAs para cada seção transversal; portanto, para representar uma superfície contínua, necessária na representação de um mapa de inundação, o modelo interpola os resultados dos NAs entre as seções, criando uma superfície líquida que posteriormente é subtraída da superfície do terreno criando assim a representação da mancha de inundação sobre o terreno.

Antes do advento da ferramenta HEC GeoRAS, os mapas de inundação eram desenhados de forma manual e subjetiva, levando em consideração os níveis d'águas nas seções e da topografia do terreno. O HEC GeoRAS, tornou esse processo automático muito mais simples, porém, continua tendo as mesmas limitações de uma abordagem unidimensional, como a informação entre seção sendo decorrente de uma interpolação, agora, rigorosamente matemática. Esta facilidade afasta o modelador da interpretação física e cria a falsa ilusão de precisão no usuário desavisado.

Como dito, à profundidade da água sobre o terreno é dada a partir de uma subtração de superfícies: elevação da água nas seções menos a elevação contida no modelo digital de terreno; portanto, a extensão de inundação e o formato está diretamente relacionada com o arranjo das seções e da geometria definida pelo modelador. Na Figura 9 é apresentado um exemplo onde a extensão da inundação é descontínua, devido ao arranjo e definições dados pelo modelador.

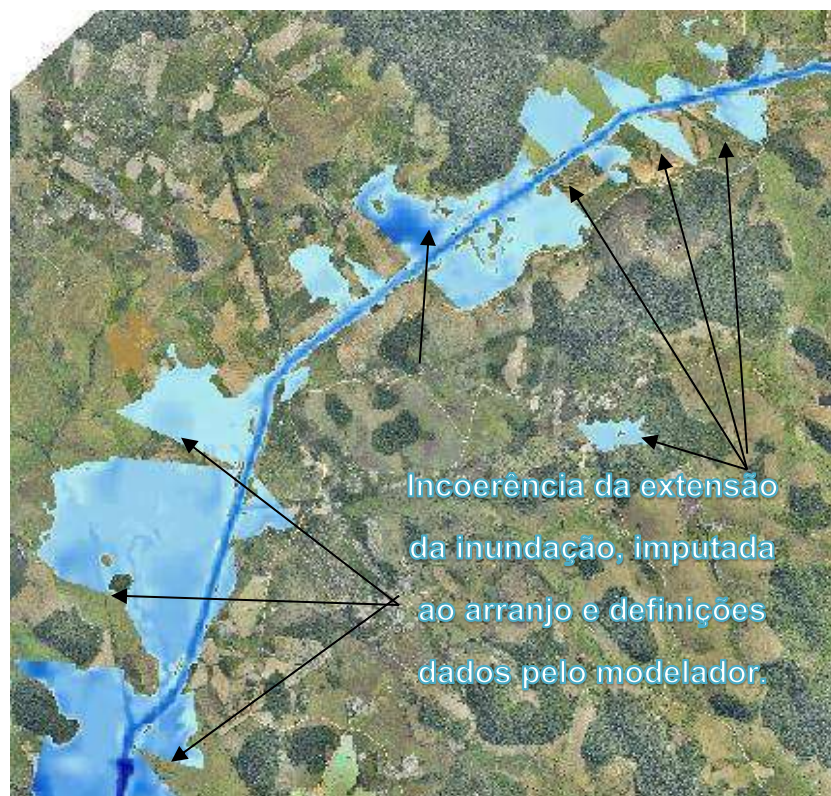


Figura 9 – incoerência da extensão da mancha de inundação. Fonte: Autor

A não continuidade da mancha de inundação da Figura 9 se deve ao arranjo das seções no modelo, não foi possível representar bem o terreno com

o número de seções utilizado, sendo necessário ampliar a quantidade de seções. Esta ampliação pode ser feita de algumas formas diferentes. Quando não se possui um MDT, seria necessário realizar novos levantamentos de campo, levantando novas seções topobatimétricas, ou, então, de forma mais comum e menos dispendiosa, geram-se interpolações entre seções que podem levar a inúmeros erros. Já para quem possui alguma representação contínua da planimétrica e altimetria (MDT) só é necessário um novo arranjo de seções, que muito provavelmente seriam suficientes para corrigir o aspecto da inundação que foi gerada na Figura 9. Entretanto, se a topografia for muito acidentada, com água seguindo caminhos particulares na planície, segregado do canal principal, é provável que representação 1D falhe e não seja suficiente.

No momento que antecede a modelagem hidrodinâmica, o modelador necessita avaliar espacialmente como provavelmente se dará o processo de uma cheia no vale modelado, ou seja, o modelador precisa imaginar como se dará o escoamento nas três dimensões, avaliando os locais onde há possíveis extravasamentos, interrupções de fluxo, estrangulamentos e outros fenômenos que ocorrem em um rio. Esta avaliação é imprescindível e independe da dimensão de cálculo do modelo, e fará com que a modelagem aborde e considere, da melhor forma, as peculiaridades do que se quer modelar, gerando o melhor arranjo da estrutura do modelo.

Posteriormente as simulações, as pré-avaliações realizadas pelo modelador podem, de certa forma, ser confirmadas na modelagem e, até, pode ser verificado que o tipo de abordagem deva ser diferente da utilizada inicialmente, sendo necessário uma abordagem *Quasi* 2D ou mesmo 2D.

A seguir são esclarecidas as peculiaridades da modelagem *Quasi* 2D a sua origem e suas aplicações.

2.6.2 MODELOS QUASI-2D

Na modelação de grandes planícies de inundação, as equações unidimensionais não são suficientes para simular adequadamente o movimento das águas. Zanobetti e Lorgeré (1968) apontaram para o Delta do rio Mekong, estudo demandando pela UNESCO como possível solução, para os casos em

que as equações unidimensionais não se mostrem adequadas, a discretização da topografia em uma rede bidimensional de escoamentos unidimensionais.

Em alguns casos, a água da inundação, ao avançar sobre a extensão das margens do canal, segue seu próprio caminho pela planície de inundação, algumas vezes não mais retornando ao canal de origem, retornando em algum ponto bem mais a jusante ou, em alguns casos, sendo acumulados em depressões do terreno. A planície de inundação, raramente pode ser bem representado como uma série de seções transversais que representam simples extensões das margens do canal principal. As planícies adjacentes aos rios normalmente alargam e estreitam de uma maneira irregular, podendo conter depressões, lagos de acumulação, e até vales secundários.

Assim, modelos que melhor representem estas situações são necessariamente modelos com escoamento em mais de uma direção, ou modelos que fazem uso de artifícios para representar as planícies adjacentes. Estes modelos são classificados como modelos *Quasi* 2D ou modelos 2D.

Aqui neste item, se abordou os modelos *Quasi* 2D e, posteriormente, no próximo item, apresentaremos os modelos 2D. Portanto, os modelos *Quasi* 2D são híbridos, eles representam canais e células de inundação, que trocam água entre si, por uma rede de escoamento no plano horizontal onde os caminhos do fluxo são predefinidos de forma unidimensional (CUNGE, HOLLY, & VERWEY, 1980).

Estes modelos buscam reproduzir o escoamento de uma onda de cheia ao longo de um rio e em suas planícies de inundação através de rede de células unidimensionais. O espaço é representado no modelo, mas as equações são escritas para comunicação entre áreas são em uma única direção, ligando-as unidimensionalmente em uma rede de células (SOUSA, 2010).

Cunge, Holly e Werwey (1980) afirmaram que para se modelar uma região em um modelo *Quasi* 2D, a planície de inundação é dividida em células, que são compartimentos que representam o espaço sobre a área. Em cada uma dessas células a superfície da água é considerada horizontal e essas células se comunicam entre si por leis hidráulicas unidimensionais. A divisão da planície de inundação em células não é arbitrária, mas baseia-se em limites naturais do

terreno como: estradas, diques, margens, etc., que são capazes, de gerar particularidades locais nos escoamentos. A Figura 10 representa um exemplo de arranjo de células de escoamento.

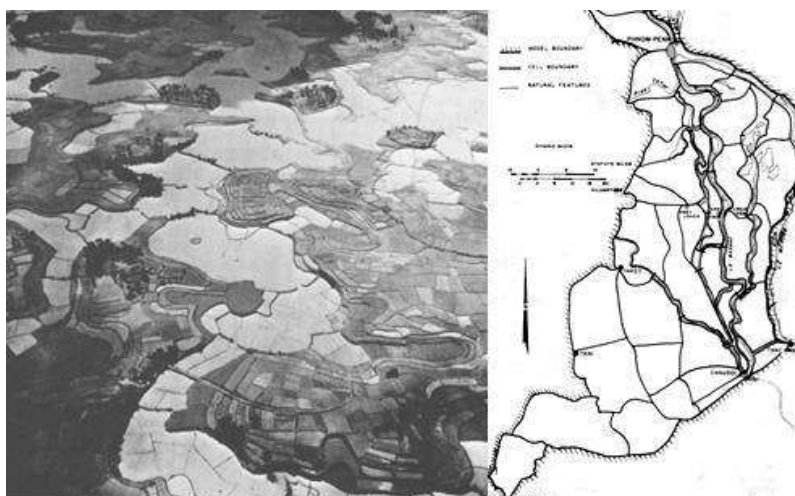


Figura 10 – Área de inundação do rio Mekong e sua representação em células de escoamento.
Fonte: <http://www.aquafluxus.com.br/o-modelo-de-celulas-de-escoamento/>, acessado em agosto de 2017

Os modelos *Quasi* 2D estão entre o modelo 1D e os modelos 2D, buscam representar as planícies de inundação que não são bem representados nos modelos 1D, e buscam também simplificar a abordagem 2D, que geralmente tende a necessitar de muitas informações iniciais, assim como um grande custo computacional. São alguns exemplos de modelos *Quasi* 2D: MODCEL, EPA SWMM, Xpswmm, FLOW 2D e outros. Convém descartar que quando o escoamento é governado pelos elementos da topografia ou por estruturas (hidráulicas ou urbanas e de infraestrutura), impedindo a formação de uma superfície única e contínua de escoamentos, os modelos *Quasi* 2D podem ser mais adequados que os 2D. A seguir será apresentado o modelo *Quasi* bidimensional que será usado no presente trabalho

2.6.2.1 MODCEL

O modelo matemático de células de escoamento, MODCEL, foi desenvolvido na Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, por Miguez (2001), com a finalidade de permitir simulações de diversos processos que interferem com a quantidade de água na bacia, com foco em áreas urbanas.

O modelo subdivide a bacia hidrográfica em um conjunto de compartimentos homogêneos, interligados, que se integram em um arranjo

capaz de reproduzir os padrões de escoamento que ocorrem na bacia. Esse arranjo se dá a partir das interações entre as células, modeladas através de suas ligações, com possibilidade de escoamento em várias direções (MIGUEZ, Modelo Matemático de Células de Escoamento para Bacias Urbanas, 2001).

O MODCEL permite a avaliação do trasbordamento do canal sobrecarregando as galerias de drenagem, onde as ruas começam a atuar como canais e os fluxos sobre as ruas podem ganhar caminhos distintos ao da galeria de drenagem. Este escoamento pode ocorrer de uma sub bacia para outra, alterando os padrões esperados no projeto de sistema de drenagem original. As águas superficiais podem avançar por várias estruturas de drenagem afogada até que finalmente encontre uma que permita o retorno à rede de drenagem.

A diversidade do processo de inundação em ambientes urbanos torna este fenômeno difícil de ser avaliado, as possibilidades de combinação dos efeitos do espaço e no tempo não são simplórias.

A capacidade de representação do modelo é, portanto, alcançada através dos tipos e do arranjo de células e ligações. Uma propriedade importante referente às células é a existência de um centro de célula, que nada tem a ver com o centro geométrico e sim com o centro de escoamento desta. Isto é, numa célula que representa uma região na qual existe um talvegue, o centro da célula obrigatoriamente deve estar em alguma posição ao longo deste (SILVA JÚNIOR, 2013).

O modelo possui os seguintes tipos de células:

- Célula de rio ou de Canal, estes tipos de célula são usados para modelar o escoamento em canais abertos, adotando a seção transversal como uma forma retangular podendo ser simples ou composta;
- Células de Galeria subterrânea, atuando de forma complementar a rede de drenagem;
- Células de Planícies Urbanizada, utilizada para representar o escoamento sobre as superfícies livres da planície, bem como armazenamentos existentes, este tipo de célula possui características peculiares, possibilitando atribuir um padrão urbano

pré-definido, possibilitando a representação de ruas, calçadas e edifícios, através de uma seção transversal retangular composta;

- Células de Planícies, apresentam uma forma prismática, não consideram nenhuma forma de urbanização, podendo apresentar armazenamento; e
- Células de Reservatório; geralmente usadas para simular um armazenamento em uma lagoa ou reservatório temporário e são alimentados através de uma curva cota área volume.

O escoamento entre duas células quaisquer ocorre de centro para centro, assim, quando o modelo busca informações para determinação do escoamento entre essas, como, por exemplo, o desnível da linha d'água, o que o modelo verifica de fato é a diferença de cotas do nível d'água em cada um dos centros e a distância entre esses (SOUSA, 2010).

As células permitem uma representação espacial que une o escoamento superficial, o escoamento no canal e o fluxo subterrâneo nas galerias de drenagem.

O MODCEL apresenta um modelo hidrológico acoplado a ele, sendo possível realizar a separação da chuva em escoamento através de duas abordagens distintas: Método Racional, aplicando um coeficiente de escoamento superficial; e o outro aplica uma simplificação do modelo hidrológico para representar infiltração, interceptação vegetal e retenção de depressão, sendo os dois considerados de forma combinada em um pacote de abstração, permitindo ocorrer infiltração enquanto houver água acumulada sobre a superfície. (MIGUEZ et al., 2011).

O modelo utiliza a lei da conservação da massa e relações hidráulicas como a principal implementação do MODCEL, as equações e formulações utilizadas pelo modelo serão apresentadas a seguir.

A variação do nível de água em uma célula i , em um intervalo de tempo t , é dada pela equação de continuidade aplicada para essa célula como indicado na Equação 25 de forma discretizada.

$$A_{si}^t \frac{Z_i^{t+1} - Z_i^t}{\Delta t} = P_i^{t+1} + \sum_k Q_{i,k}^{t+1} \quad \text{Equação 25}$$

Onde:

$Q_{i,k}$ = vazão entre duas células vizinhas i e k;

Z_i = é a altura do nível d'água no centro da célula i;

A_{si} = área da superfície d'água para a célula i; e

P_i = é a precipitação direta sobre a célula, quando houver.

Para solucionar a Equação 25, as vazões desconhecidas podem ser escritas em função dos níveis d'água na célula i em todas células vizinhas k, para evitar a presença de um termo não linear e desenvolvendo o somatório de vazões de i e k em série de Taylor tem-se a seguinte Equação 26.

$$Q_{i,k}^{n+1} = Q_{i,k}^n + \frac{\partial Q_{i,k}^n}{\partial Z_i} \Delta Z_i^{n+1} + \frac{\partial Q_{i,k}^n}{\partial Z_k} \Delta Z_k^{n+1} \quad \text{Equação 26}$$

Podendo ser reescrita e apresentada pela Equação 27.

$$A_{si}^t \frac{\Delta Z_i^{t+1}}{\Delta t} = P_i^{t+1} + \sum_k Q_{i,k}^t + \sum_k \frac{\partial Q_{i,k}^t}{\partial Z_i} \Delta Z_i^{t+1} + \sum_k \frac{\partial Q_{i,k}^t}{\partial Z_k} \Delta Z_k^{t+1} \quad \text{Equação 27}$$

As células são dispostas em um esquema topológico, que é resolvido numericamente por um método de varredura dupla (CUNGE et al., 1980).

As ligações de descarga entre célula podem ser expressas através das relações hidráulicas conhecidas, possibilitando selecionar diferentes relações matemáticas possibilita o modelador utilizar diferentes combinações para representar as inundações. Os principais métodos de ligação entre células serão apresentados a seguir.

Ligações entre células de canal/rio ligação de fluxo livre, a relação entre células é dada pela equação dinâmica de Saint Venant considerando a seção transversal retangular apresentada a seguir na Equação 28.

$$\frac{1}{A_{i,k}} \frac{\partial Q_{i,k}}{\partial t} - \frac{Q_{i,k}}{A_{i,k}^2} \frac{\partial A_{i,k}}{\partial t} + \frac{Q_{i,k}}{A_{i,k}^2} \frac{\partial Q_{i,k}}{\partial x} - \frac{Q_{i,k}^2}{A_{i,k}^3} \frac{\partial A_{i,k}}{\partial x} + g \frac{\partial Z}{\partial x} + g S_f = 0 \quad \text{Equação 28}$$

Onde:

$A_{i,k}$ = área da seção transversal molhada entre as células i e k;

$Q_{i,k}$ = vazão entre duas células vizinhas i e k;

Z = é a altura do nível d'água no centro da célula;

g = aceleração da gravidade; e

S_f = inclinação da linha de energia.

A inclinação da linha de energia pode ser aproximada pela seguinte Equação 29.

$$S_f = \frac{Q_{i,k}^2 n^2}{A_{i,k}^2 R_{i,k}^{4/3}} \quad \text{Equação 29}$$

Onde:

n = coeficiente de rugosidade de Manning;

$R_{i,k}$ = raio hidráulico das seções entre as células i e k;

$A_{i,k}$ = área da seção transversal molhada entre as células i e k; e

$Q_{i,k}$ = vazão entre duas células vizinhas i e k.

As ligações entre células de superfície, se dão através de uma simplificação do fluxo desconsiderando os termos de inércia, ou seja, a ligação se dá pela onda difusiva.

Ligações de células de Galeria subterrâneas, geralmente são utilizadas para representar o fluxo que ocorre em condutos, portanto, dependendo das condições são utilizadas formulações de superfície livre ou sob pressão, para superfície livre é utilizado a equação dinâmica, já para o escoamento em conduto forçados se assume que a seção transversal é circular e a partir da equação de Bernoulli é possível chegar a Equação 30.

$$Q_{i,k} = \left[\frac{2g(Z_k - Z_i)}{\frac{1}{A_i^2} - \frac{1}{A_k^2} - \frac{2gn^2\Delta x}{A_{i,k}^2 R_{i,k}^{4/3}}} \right]^{1/2} \quad \text{Equação 30}$$

Onde:

$R_{i,k}$ = raio hidráulico das seções entre as células i e k;

$A_{i,k}$ = área da seção transversal molhada das respectivas células i e k;

$Z_{i,k}$ = cota piezométrica das respectivas células i e k;

g = aceleração da gravidade;

n = coeficiente de rugosidade de Manning;

Δx = Distância entre as duas seções; e

$Q_{i,k}$ = vazão entre duas células vizinhas i e k.

Ligações de Entrada e de Saída, representam as condições do escoamento imediatamente na entrada ou na saída do escoamento subterrâneo para o escoamento livre em canais, esta célula atua como uma ligação entre os dois tipos de células, representando uma perda de carga local. Quando essas ligações estão afogadas é utilizada a equação de Bernoulli.

Ligação entre a Galeria e um Canal, esta ligação permite que a galeria de drenagem descarregue o escoamento direto em um canal aberto, esta ligação se dá em um nível superior ao considerado como fundo do rio, atuando como um vertedouro ou como um orifício, dependendo do nível d'água no canal.

No MODCEL as junções entre os rios são tratadas de forma especial, necessitando de células especiais no formato de “Y”, onde ocorre um balanço de massa das entradas e das saídas, porém não necessita de ligações diferenciadas.

Ligação de Entrada, esta ligação serve para relacionar as células de superfície com as células de galeria subterrânea.

Ligação através de um vertedouro, esta ligação é utilizada para modelar o extravasamento da calha do rio/canal em direção a planície de inundação, é utilizada a clássica formulação de vertedouro (Equação 31).

$$Q = C_d L_e H^{3/2} \quad \text{Equação 31}$$

Onde:

Q = vazão;

L_e = largura efetiva;

C_d = coeficiente de descarga; e

H = Carga hidráulica.

Ligação através de orifício, esta ligação representa a ligação do escoamento através de orifício e é utilizada a formulação (Equação 32) a seguir.

$$Q = C_d A \sqrt{2gh} \quad \text{Equação 32}$$

Onde:

Q = vazão;

C_d = coeficiente de descarga;

A = área da seção transversal;

g = aceleração da gravidade; e

h = carga hidráulica.

Ligação por um reservatório, combinado com a ligação por orifício e com a ligação através de um vertedouro. Utilizado para simular o efeito do amortecimento em um reservatório, verificando a operação do mesmo em condições adversas.

Ligação através de uma curva chave, como o nome já diz, é a ligação através da relação de uma equação entre o nível d'água e a vazão.

Ligação através de um bombeamento, permite a simulação da retirada da vazão de uma célula simulando um bombeamento, a operação se dá a partir de um nível pré-definido.

Ligação através comportas do tipo Flap, simulando o escoamento através de uma comporta que é aberta dependendo das condições no entrono.

Com os resultados da modelação com o MODCEL permite a elaboração de mapas de inundação, diferentemente dos outros modelos, como o HEC RAS e o IBER, a representação da inundação é muito dependente da distribuição e localização das células definidas pelo modelador, a seguir Figura 11.

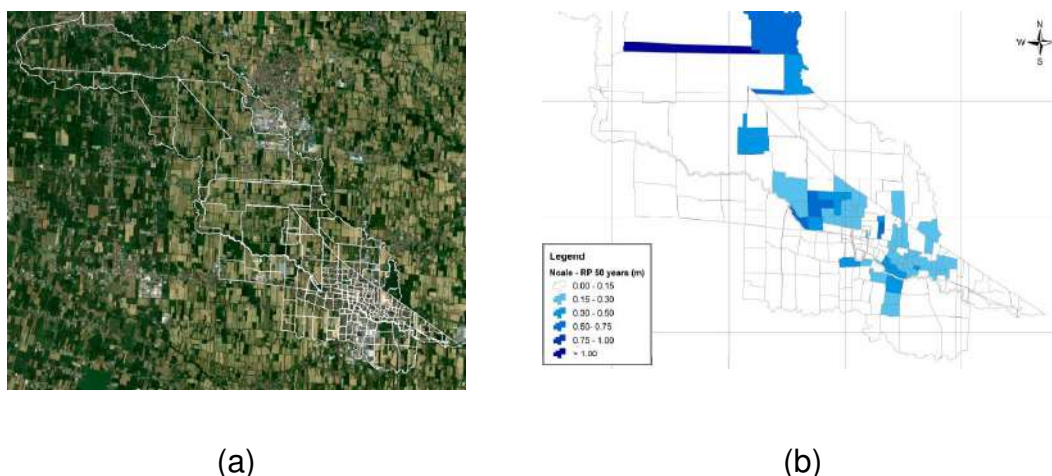


Figura 11 – (a) Distribuição das células sob o ambiente modelado. (b) mapa de inundação gerado a partir dos resultados do modelo MODCEL. Fonte: MIGUEZ, et al., 2017.

O mapa de inundação é totalmente dependente do arranjo das células definidas pelo modelador, como visto na Figura 11, onde a inundação tem a forma exata da célula definida pelo modelador. Para dirimir esta dependência, pode-se aumentar o número de células de tal forma que as células tenham a função de uma malha de cálculo que foram encontrados em modelos bidimensionais. Esta decisão levaria a resultados mais localizados, permitindo que os mapas de inundação sejam mais detalhados, porém, a modelagem seria mais complexa e demorada, fugindo do conceito do modelo, sem, necessariamente, que seja um ganho de informação.

Atualmente, a nova versão do MODCEL permite a criação automática de células, semelhantes a outros modelos que criam uma malha de cálculo automaticamente sobre a superfície do terreno, esta função permite acelerar o processo de sistematização, ou seja, a construção do arranjo e da interação entre células, algo que geralmente demanda tempo.

Como prejuízo, a não interpretação inicial do modelador, que permite a criação um arranjo topológico com menos células, sem afetar o desempenho e resultado do modelo.

É importante que o modelador, ao utilizar o MODCEL, para estudar trechos de rios naturais, esteja ciente da simplificação da representação da seção transversal, adotando esta, necessariamente, no formato retangular, e isto, pode ocasionar diferenças, portanto, como qualquer modelo, deve ser usada com parcimônia.

Esta simplificação pode ser contornada, o conceito de célula permite ao modelador compor uma seção transversal através de múltiplas células para as diferentes cotas do terreno, representando o canal principal, os canais secundários e as planícies de inundação, ou então representar a através de células de armazenamento, assim os erros da simplificação podem ser minimizados.

2.6.3 *MODELOS BIDIMENSIONAIS*

Algumas modelações fluviais podem recorrer a modelos 2D, como, por exemplo: quando existem grandes planícies de inundação com topografia complexa, onde há alargamento e estreitamento do rio e se deseja determinar campos de velocidade, onde se tem interesse de investigar zonas de recirculação em estuários e etc.

Como afirmam Castro e Willems (2011), os modelos hidráulicos 2D são o estado da arte para modelação de eventos de inundação. Os modelos hidráulicos, com representação bidimensional (2D) da calha principal do rio e planície de inundação são mais empregados para estudos específicos em trechos de rios como, por exemplo, em estudos de ruptura de barragem e projetos de estruturas hidráulicas onde são observadas ocorrências de diferentes tipos de escoamento, variações bruscas na profundidade e velocidade, mudanças pontuais da direção de fluxo e outras características que impedem o uso das simplificações impostas para simulação em modelos 1D, primeiramente, porque a velocidade deixa de ser homogênea na seção transversal, introduzindo assim erros nas equações que consideram as velocidades uniformes nas seções. Segundo os problemas bidimensionais não são simples de representar através da geometria com as seções transversais. Em terceiro, a direção do fluxo deixa de ser preferencialmente longitudinal. Outra

questão é que a distribuição da velocidade pode, algumas vezes, ser de interesse na solução do problema.

Diferentemente dos modelos 1D que trabalham com a velocidade média na seção, a modelação 2D trabalham com as componentes de velocidade nas duas direções, em cada ponto da malha. Os modelos Bidimensionais trabalham com três variáveis definidas em cada ponto do domínio, as velocidades nas direções longitudinal e lateral e a profundidade da lâmina d'água. As equações utilizadas nestes modelos são as equações de Saint Venant em duas direções.

O método numérico geralmente empregado para solução das equações são o método dos elementos finitos e de volumes finitos, mas também é possível usar diferenças finitas.

A grande dificuldade do uso desse tipo de modelo de simulação para estudos de inundações é na criação e refino das malhas de cálculo 2D para áreas extensas devido o tempo computacional despendido e problemas de convergência dos cálculos. A forma e tamanho da malha têm influência direta no tempo de processamento dos dados e nos resultados esperados.

Hoje já há uma variedade de modelos 2D, como por exemplo: IBER, HEC RAS 5.0, MIKE 21, TELEMAC 2D, FLOOD 2D, SOBEK, TUFLOW2D entre outros. Este trabalho utilizará os modelos HEC RAS 5 e IBER, por se tratarem de modelos de licença livre amplamente utilizados.

2.6.3.1 IBER

O IBER é um modelo bidimensional fruto do trabalho de diversas instituições espanholas: grupo de Águas e Meio Ambiente (Universidade de A Corunã), grupo de Pesquisa em Dinâmica Fluvial e Engenharia Hidrológica – FLUMEN, do Centro Internacional de Métodos Numéricos em engenharia – CIMNE (ambos da Universidade Politécnica da Catalunha – UPC) e do Governo Espanhol, que tinha a necessidade de criar uma ferramenta que facilitasse a aplicação das legislações vigentes no país, principalmente no tocante a inundações e qualidade das águas (BLADÉ, et al., 2014). O modelo IBER é disponibilizado gratuitamente através do endereço eletrônico <http://iberaula.es/modelo-iber/descarga>.

Conforme Bladé, et al., (2014) o IBER pode ser utilizado para simulação de escoamento não permanente, de superfície livre e turbulento em rios e estuários. Dentre suas aplicações destaca-se a análise de ruptura de barragens, mapeamento de áreas de inundação, transporte de sedimentos e fluxos de marés em estuários.

Existem outros modelos bidimensionais já consolidados como o Mike 21, que utilizam o esquema numérico de diferenças finitas, outros, como TELEMAC2D, utilizam o método numérico de elementos finitos. O IBER, por sua vez, trata-se de um modelo que trabalha sobre uma malha não estruturada de volumes finitos, resolvendo as equações de Saint Venant em 2D.

A seguir são apresentadas a Equação

33, a Equação

34 e a Equação

35, de águas rasas conforme apresentado no manual de referência hidráulico do modelo IBER.

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h U_x}{\partial x} + \frac{\partial h U_y}{\partial y} = M_s \quad \text{Equação 33}$$

$$\frac{\partial h U_x}{\partial t} + \frac{\partial h U_x^2}{\partial x} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial y} = -gh \frac{\partial Z_s}{\partial x} + \frac{\tau_{s,x}}{\rho} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} - \frac{g h^2}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + 2 \Omega \sin \lambda U_y + \frac{\partial h \tau_{xx}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial y} + M_x \quad \text{Equação 34}$$

$$\frac{\partial h U_y}{\partial t} + \frac{\partial h U_y^2}{\partial y} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial x} = -gh \frac{\partial Z_s}{\partial y} + \frac{\tau_{s,y}}{\rho} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} - \frac{g h^2}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + 2 \Omega \sin \lambda U_x + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{yy}^e}{\partial y} + M_y \quad \text{Equação 35}$$

Onde:

U_x e U_y = são as velocidades horizontais predominantes respectivamente as direções x e y;

g = aceleração da gravidade;

Z_s = elevação da superfície livre;

τ_s = fricção do vento na superfície livre;

τ_b = fricção do fundo no escoamento;

ρ = densidade da água;

Ω = velocidade angular da rotação da terra;

λ = latitude do local de estudo;

τ_{xx}^e , τ_{xy}^e e τ_{yy}^e = são as tensões efetivas tangenciais horizontais; e

M_s , M_x e M_y = variações de massa.

O fundo exerce uma força de fricção no fluido, esta fricção tem um duplo efeito nas equações, por um lado, produz uma força de atrito que se opõe à velocidade média e, por outro lado, produz turbulência. Ambos os efeitos podem ser caracterizados pela velocidade de fricção u_f , que não é mais do que uma maneira de expressar a tensão tangencial de fundo como unidades de velocidade (Equação 37).

$$u_f = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}} \quad \text{Equação 36}$$

Onde:

u_f = fricção de fundo;

τ_b = fricção de fundo; e

ρ = densidade da água.

O valor da fricção de fundo τ_b é calculado de acordo com a Equação 37.

$$\tau_b = \rho u_f^2 = \rho C_f |U|^2 \quad \text{Equação 37}$$

Onde:

ρ = massa específica;

u_f = velocidade de fundo;

C_f = coeficiente de fricção de fundo; e

U = velocidade média na vertical.

O coeficiente de fricção, C_f , pode ser calculado por diferentes expressões, a maioria das equações se originam do fluxo permanente em um canal regular e considera o perfil logaritmo da velocidade com a profundidade. O IBER utiliza o

coeficiente de Manning para estimar a fricção de fundo, como visto na Equação 38.

$$C_f = g \frac{n^2}{h^{1/3}} \quad \text{Equação 38}$$

Onde:

g = aceleração da gravidade;

n = coeficiente de rugosidade de Manning; e

h = profundidade da coluna d'água.

Diferentemente da modelagem unidimensional, onde se utilizam seções para representar a geometria do terreno, o IBER utiliza uma superfície, e o cálculo do raio hidráulico não pode ser definido com a área molhada e o perímetro molhado, pois não faz sentido definir uma seção transversal em uma modelagem 2D. Assim, ao se tomar uma coluna d'água de largura Δx com a profundidade h o raio hidráulico será calculado de acordo com a Equação 39.

$$R_h = \frac{h\Delta x}{\Delta x} \quad \text{Equação 39}$$

Onde:

R_h = raio hidráulico;

h = altura da coluna d'água; e

Δx = segmento da largura da seção.

A força de atrito realizada pelo vento na superfície livre da água pode ser calculada a partir do vento a 10 metros de altura e do coeficiente de arrasto proposto pela de Van Dorn (1953). Assim a força de atrito superficial, por efeito de vento, é calculada a partir da Equação 40 (apud FLUMEN, et al., 2014)

$$\tau_s = \rho C_{vd} V_{10}^2 \quad \text{Equação 40}$$

Onde:

ρ = densidade da água;

V_{10} = velocidade do vento a 10 metros de altura; e

$$C_{cd} = 2,5 \times 10^{-6}.$$

As tensões efetivas horizontais incluem os efeitos das tensões viscosa, das tensões turbulentas e dos termos de dispersão, devido à não homogeneidade do perfil de velocidade na profundidade do escoamento, representado pela Equação 41.

$$\tau_{ij}^e = \tau_{ij}^e - \overline{u'_i u'_j} + D_{ij} \quad \text{Equação 41}$$

Onde:

τ_{ij}^e = tensões viscosas;

u'_i e u'_j = são as tensões turbulentas ou tensão de Reynolds;

D_{ij} = termo de dispersão lateral.

O termo da dispersão é desconsiderado nas equações de Saint Venant, uma vez que nas hipóteses simplificadoras considera-se que o perfil de velocidade é uniforme na vertical do escoamento. O coeficiente de dispersão pode se tornar importante quando um rio possui curvas bruscas e em confluências de rios.

Já as tensões viscosas podem ser calculadas a partir da viscosidade cinemática do fluido (Equação 42)

$$\tau_{ij}^v = v \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) \quad \text{Equação 42}$$

Onde:

v = viscosidade cinemática; e

U = velocidade média na direção i e j .

Em geral a ordem de grandeza das tensões viscosas é muito menor que a dos demais termos da equação hidrodinâmica utilizada por este modelo (Equação

34 e Equação

35).

Já a tensão turbulenta, possui ordem de grandeza maior que a tensão viscosa, especialmente em zonas de recirculação, onde a ocorrência de turbulência é alta. Assim, pela complexidade de resolução das equações, somados a equação bidimensional de águas rasas, que totalizam juntas seis incógnitas e apenas três equações, para simplificar e facilitar os cálculos, se adotam modelos matemáticos para calcular as tensões turbulentas.

O modelo matemático para turbulência utilizado pelo IBER calcula a difusão turbulenta pela Equação 43.

$$-\frac{\partial \overline{u'_i u'_j}}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(v_t \frac{\partial U_i}{\partial x_j} \right) \quad \text{Equação 43}$$

Sendo v_t a viscosidade turbulenta que também é calculada a partir de um modelo matemático. Ao passar dos anos, foram desenvolvidos distintos modelos. o IBER inclui três formulações: o modelo de turbulência em profundidade, o modelo de comprimento de mistura e o modelo k- ϵ (RASTOGI & RODI, 1978, apud BLEDÉ, et al., 2014).

O IBER, apesar de possibilitar a utilização de formulações de turbulência e de arrasto por ventos, estas opções devem ser acionadas e normalmente não são utilizadas em modelagem hidráulicas de inundação fluvial. Além dessas opções, o modelo numérico possibilita uma modelagem de transporte de sedimento, qualidade das águas, ruptura de barragem e até uma modelagem hidrológica.

Neste trabalho, como o objetivo é comparar os modelos hidráulicos e os demais modelos utilizados neste trabalho não consideram o arraste por vento e a turbulência na modelagem hidráulica.

Quanto ao método numérico o IBER, utiliza o esquema de volumes finitos em duas dimensões do domínio físico, que se decompõem em polígonos, que se denominam volumes de controle. Cada volume possui uma superfície formada por lados dos polígonos e estes possuem seus vértices, estes podem ser distribuídos de forma regular ou irregular para formar uma malha. O uso de

método de volumes finitos permite a melhor discretização espacial adaptando-se a formas arbitrárias do terreno (IBER, 2014).

Um rio tem uma geometria irregular e a construção de uma malha eficiente não é simples. Assim, é desejável que a malha seja irregular, a fim de minimizar o número de elementos; porém, esta irregularidade da construção da malha acarreta em um maior custo computacional para a resolução das equações.

Em contrapartida o IBER possibilita a integração rápida e fácil do modelo digital de terreno e a construção da malha de cálculo. Ao importar o MDT, é possível gerar automaticamente a malha de cálculo na forma de um RTIN (Regular Triangular Irregular Network). A Figura 12 ilustra a malha de cálculo com o MDT.

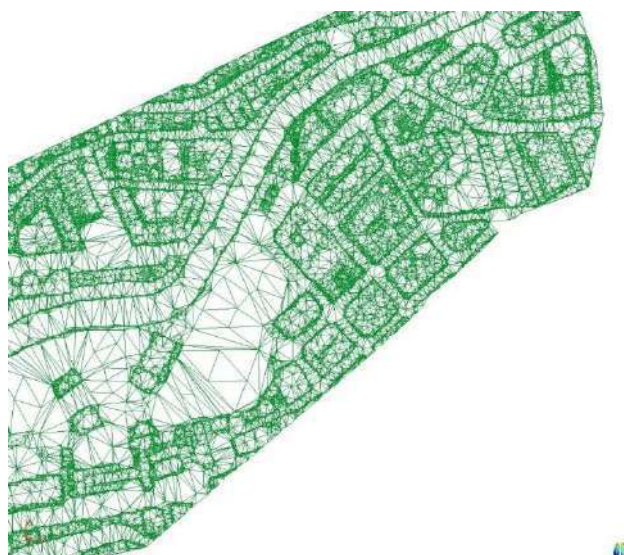


Figura 12 – Malha triangular construída a partir do modelo digital de terreno. Fonte: Apresentação do modelo IBER (FLUMEN, 2012).

O fato do IBER possibilitar facilmente a construção da malha integrada ao MDT, para implementação de um estudo de inundação, pode acarretar, de certa forma, uma exclusão da avaliação prévia do modelador do que se deseja modelar. Ou seja, o modelador pode deixar de analisar e verificar exatamente o que se quer modelar e passar a aceitar a facilidade de criação de malha do modelo, que algumas vezes criara malhas mais refinadas em regiões onde não há necessidade de resultados refinados, gerando apenas maior tempo para processar as informações

Além da malha triangular irregular, o IBER possibilita a adoção de malhas regulares que facilitam a resolução, mas aumentam o tempo necessário para o processamento dos resultados.

Os resultados gerados pelo modelo IBER podem ser visualizados no próprio software ou então exportadas para programas de SIG, onde os mapas de inundação podem ser gerados. A Figura 13 apresenta um resultado gerado pelo IBER.

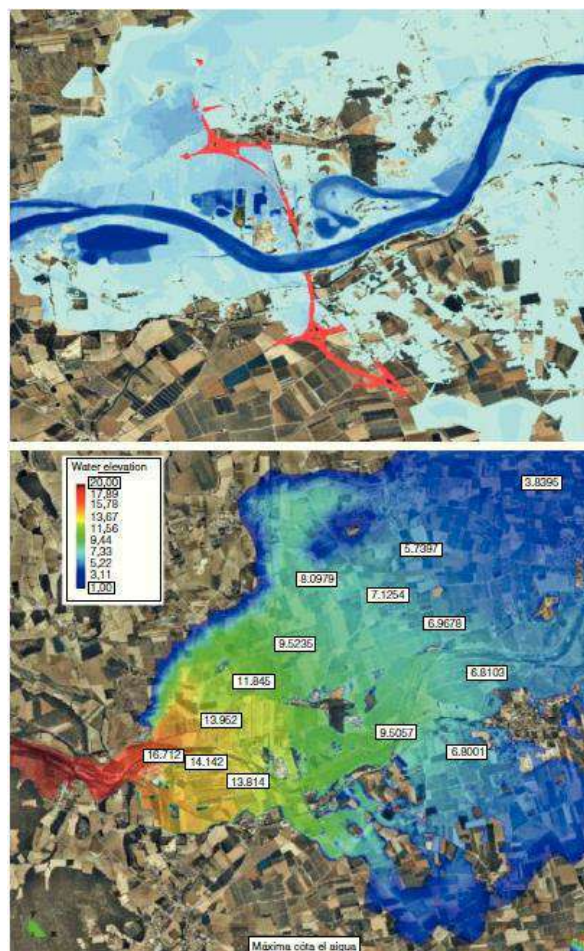


Figura 13 – resultado de um estudo de inundação modelado com o IBER. Fonte: BLADÉ, et al., 2014.

Como desvantagem, o IBER, como todo modelo bidimensional, necessita de uma grande quantidade de informação para gerar resultados consistentes e, por trabalhar com uma grade irregular para realizar os cálculos e por utilizar o método de volumes finitos, é necessário um grande custo computacional para solucionar as equações. Em contrapartida, o modelo IBER possibilita diferentes aplicações, mas que não serão empregadas neste trabalho.

2.6.3.2 HEC RAS 2D

Diferentemente do IBER, a versão do HEC RAS bidimensional foi criada para complementar a versão unidimensional e foi implementada na versão do HEC RAS 5, lançado em 2016.

Como o modelo foi planejado como uma complementação, é acoplado a uma a modelação unidimensional, ou seja, uma combinação de seção transversais ao longo do canal principal e uma grade de cálculo na região da planície de inundação como ilustrado na Figura 14.

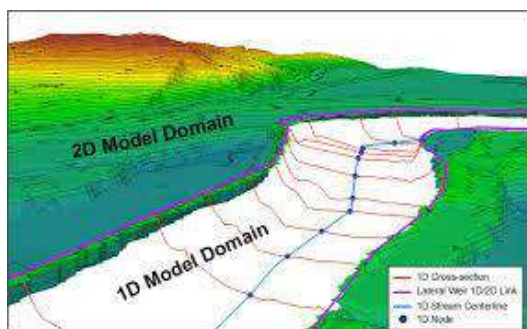


Figura 14 – Descrição geral do tipo de abordagem 1D no canal combinado com a abordagem 2D na planície de inundação. Fonte: (GILLES, YOUNG, SCHROEDER, PIOTROWSKI, & CHANG, 2012)

O HEC RAS possibilita a combinação de duas abordagens de concepção de modelagem, possibilitando, no canal, uma abordagem unidimensional, na planície de inundação, uma abordagem bidimensional.

O modelo permite também, no entanto, que toda modelagem possa ser feita de maneira bidimensional; porém, muito possivelmente isto ocasionara um aumento no tempo de processamento e pode se ter uma simplificação indesejada na topografia do rio, dependendo do tamanho da malha de cálculo e do pixel do *raster* do MDT.

Buscando driblar os inconvenientes da modelagem bidimensional, o principalmente com o aumento expressivo do tempo de computação, os desenvolvedores do HEC RAS adotaram como padrão a simplificação da equação de águas rasas, mais especificamente, simplificando a equação do momento, considerando apenas os termos da força de atrito e gravitacional e o termo da força de pressão da Equação 5, que, combinada com a equação da conservação da massa, leva ao modelo de analogia à difusão ou da onda difusiva.

Isto se deve ao fato de que muitas vezes, quando o escoamento se dá na planície de inundação, os termos de aceleração local e convectiva podem ser desprezados. Com isso há um ganho na resolução numérica da equação, diminuindo o tempo de resolução sem, muitas vezes, alterar significativamente o resultado. De qualquer forma, o HEC RAS permite que o modelador opte pela equação completa, porém, não é a equação padrão do programa para abordagem 2D (US ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2016).

Além disso, para melhorar o tempo de computação, o modelo utiliza uma simplificação do tipo *sub grid* para representar o terreno (CASULLI, 2008). A ideia por trás dessa abordagem é usar uma grade de cálculo relativamente grosseira e informações de escala mais refinada oriundas da topografia. Esta simplificação será elucidada posteriormente neste item.

A equação da conservação da massa é escrita na forma bidimensional na Equação 44, conforme o manual de referência hidráulica do modelo (US ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2016).

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} + q = 0 \quad \text{Equação 44}$$

Onde:

H = elevação da lâmina d'água em relação ao plano de referência;

t = variável independente relativa ao tempo;

h = altura da coluna d'água;

u e v = componente da velocidade nas direções x e y respectivamente;

x e y = variável independente relativa a direção longitudinal e lateral respectivamente; e

q = vazão lateral.

O modelo utiliza a Equação 44 escrita na forma integral para facilitar a resolução numérica pelo método de volumes finitos.

Com os avanços na área de levantamentos topográficas, a coleta de informações de forma remota e aérea permite gerar modelos digitais de terreno com grande detalhamento de informação. Em muitos casos, os dados oriundos

destes modelos são exagerados para serem usados de forma viável diretamente como uma grade de cálculo para o modelo numérico; assim, para contornar isto, o modelo utiliza uma grade de cálculo mais grosseira para simular o escoamento de um fluido, mas as características topográficas detalhadas devem ser incorporadas na computação.

Esta solução empregada pelo HEC RAS é baseada na abordagem de batimetria de *sub grid* de Casulli (2008 apud US ARMY CORPS OF ENGINEERS). O malha de cálculo computacional contém algumas informações pré calculadas e extraída do MDT como: raio hidráulico, volume, área da seção transversal. Posteriormente os detalhes do terreno em alta resolução são perdidas, porém informações sulficientes foram extraídas para serem aplicadas na conservação da massa.

Este método pode ser aplicado em muitas situações, pois, a superfície livre d'água tende a ser uma superfície mais suave do que o fundo de um rio, de modo que uma grade de cálculo mais grosseira para calcular a superfície livre não acarretará em grandes erros. A Figura 15 ilustra a simplificação empregada pelo processo.

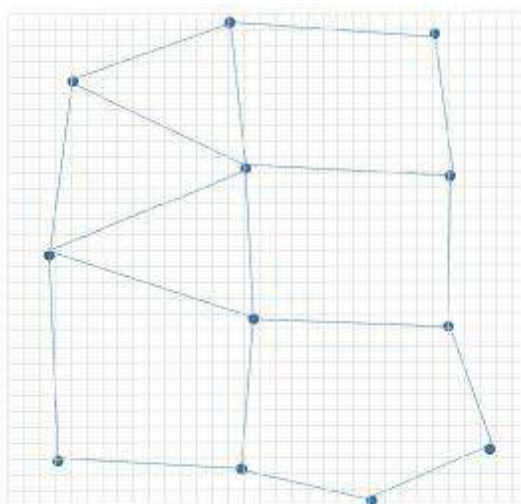


Figura 15 –. Representação da abordagem *sub grid*. Fonte: US ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2016.

Na Figura 15, a grade cartesiana, formada por pequenas quadrados, representa o MDT composto por pixel, com informações topográficas, enquanto a malha computacional é representada na coloração azul.

As equações da conservação da quantidade de movimento são apresentadas a seguir, na Equação 45 e na Equação 46, na forma bidimensional de maneira análoga ao manual de referência hidráulica do modelo HEC RAS. Juntas, as equações representam o princípio da conservação da quantidade de movimento.

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial x} + v_t \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) - c_f u + f_v \quad \text{Equação 45}$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial y} + v_t \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) - c_f v + f_u \quad \text{Equação 46}$$

Onde:

H = elevação da lâmina d'água em relação ao plano de referência;

t = variável independente relativa ao tempo;

u e v = componente da velocidade nas direções x e y respectivamente;

x e y = variável independente relativa a direção longitudinal e lateral respectivamente;

g = aceleração da gravidade;

v_t = coeficiente de viscosidade turbulenta;

c_f = coeficiente de fricção de fundo; e

f = parâmetro de Coriolis, devido a força de rotação da terra.

O lado esquerdo das equações apresenta os termos de aceleração enquanto o lado direito contém as forças internas e externas que atuam sobre o fluido.

A turbulência é um fenômeno complexo, representativo do movimento caótico de um fluido, de complexa modelagem; assim, o modelo HEC RAS adota modela a turbulência como um processo de difusão. Portanto, o coeficiente de viscosidade turbulenta é adotado na fórmula do momento e este coeficiente é calculado pela Equação 47.

$$v_t = Dhu_* \quad \text{Equação 47}$$

Onde:

D = constate empírica adimensional;

h = altura do fluido;

u^* = velocidade de cisalhamento.

A velocidade de cisalhamento pode ser calculada através da Equação 48.

$$u_* = \sqrt{gRS} \quad \text{Equação 48}$$

Onde:

g = aceleração da gravidade;

R = raio hidráulico;

S = inclinação de energia calculada pela fórmula de Chézy ou de Manning.

O coeficiente de mistura D é um valor empírico que varia com a geometria e com a superfície do fundo e da lateral. Alguns valores de D são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 – Coeficiente de mistura transversal. Fonte: US ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2016.

D	Mistura	Geometria e Superfície
0,11 a 0,26	Pouca mistura	Canal reto, superfície lisa
0,30 a 0,77	Mistura moderada	Pequenos meandros com irregularidade moderada da superfície
2,0 a 5,0	Grande mistura	Grandes meandros e superfície rugosa

Quanto ao coeficiente de fricção de fundo, este calculado através da fórmula de Chézy (Equação 49) ou então pode ser calculado através da fórmula de Manning (Equação 50).

$$c_f = \frac{g|V|}{C^2 R} \quad \text{Equação 49}$$

$$c_f = \frac{n^2 g |V|}{R^{4/3}} \quad \text{Equação 50}$$

Onde:

g = aceleração da gravidade;

V = vetor de velocidade;

R = raio hidráulico; e

C e n = coeficiente de Chézy e coeficiente Manning respectivamente.

O último termo da equação do momento corresponde ao efeito Coriolis, efeito relacionado a rotação da terra que pode ser expressado pela Equação 51.

$$f = 2\omega \sin\varphi \quad \text{Equação 51}$$

Onde:

ω = velocidade angular, 0,00007292115855306587/s; e

φ = latitude.

Como dito anteriormente, o modelo utiliza uma simplificação da equação da conservação da quantidade de movimento, adotando como padrão a equação da onda difusiva. Porém, esta equação deve ser utilizada com parcimônia. De forma grosseira, o escoamento é controlado principalmente pela resistência do fundo ao escoamento e a força da gravidade; assim, os termos da advecção, da turbulência e do efeito de Coriolis podem ser desconsiderados na equação do momento, de forma que a Equação 52 pode ser escrita.

$$V = \frac{-(R(H))^{2/3}}{n} \frac{\nabla H}{|\nabla H|^{1/2}} \quad \text{Equação 52}$$

Onde:

V = vetor de velocidade;

R = raio hidráulico;

H = elevação da superfície livre;

∇H = gradiente de elevação da superfície livre; e

n = coeficiente de rugosidade de Manning.

Quando a velocidade é determinada pelo equilíbrio do gradiente de pressão e pela resistência do escoamento a Equação 52 pode ser usada no lugar da equação completa do momento. Junto com a equação da conservação da massa, tem-se a aproximação da onda difusiva para a equação de águas rasas (Equação 53).

$$\frac{\partial H}{\partial t} - \nabla \beta \nabla H + q = 0 \quad \text{Equação 53}$$

Onde:

$$\beta = \frac{-(R(H))^{5/3}}{n|\nabla H|^{1/2}} \quad \text{Equação 54}$$

Onde:

R = raio hidráulico;

H = elevação da superfície livre;

t = variável correspondente ao tempo;

q = contribuição lateral;

∇H = gradiente de elevação da superfície livre; e

n = coeficiente de rugosidade de Manning.

Quanto a malha de cálculo, para aproveitar a eficiência dos métodos numéricos, a malha é construída na forma de polígonos não sobrepostos. O modelo permite que a grade de cálculo não seja estruturada ou mesmo ortogonal; porém, se existir a ortogonalidade na malha de cálculo o tempo de computação para solucionar as equações será menor.

Deve-se enfatizar que a escolha de uma malha é extremamente importante, porque a estabilidade e a precisão da solução dependem muito do tamanho, orientação e características geométricas dos elementos da malha.

Na sua utilização bidimensional, o modelo lança mão na combinação de dois métodos numéricos, combinando o esquema de elementos finitos com o esquema de volumes finitos.

Ainda assim, por mais que o modelo adote a possibilidade de a modelagem bidimensional, o HEC RAS ainda possui limitações, por exemplo: o modelo não possui a capacidade de executar um fluxo combinado 2D diretamente conectado a uma rede de tubos subterrâneos 1D. Para a simulação de estruturas hidráulicas das pontes há a necessidade de combinar abordagem bidimensional com a unidimensional.

Quanto aos resultados, as novas versões do modelo já permitem uma visualização dos resultados no próprio programa de forma fácil e intuitiva, permitindo analisar os resultados confrontando-os com as informações topográficas. Além disso, as informações de vazão, velocidade, e profundidade do NA são facilmente extraídas. A Figura 17 ilustra a visualização de um resultado no modelo, através da ferramenta RAS Mapper.

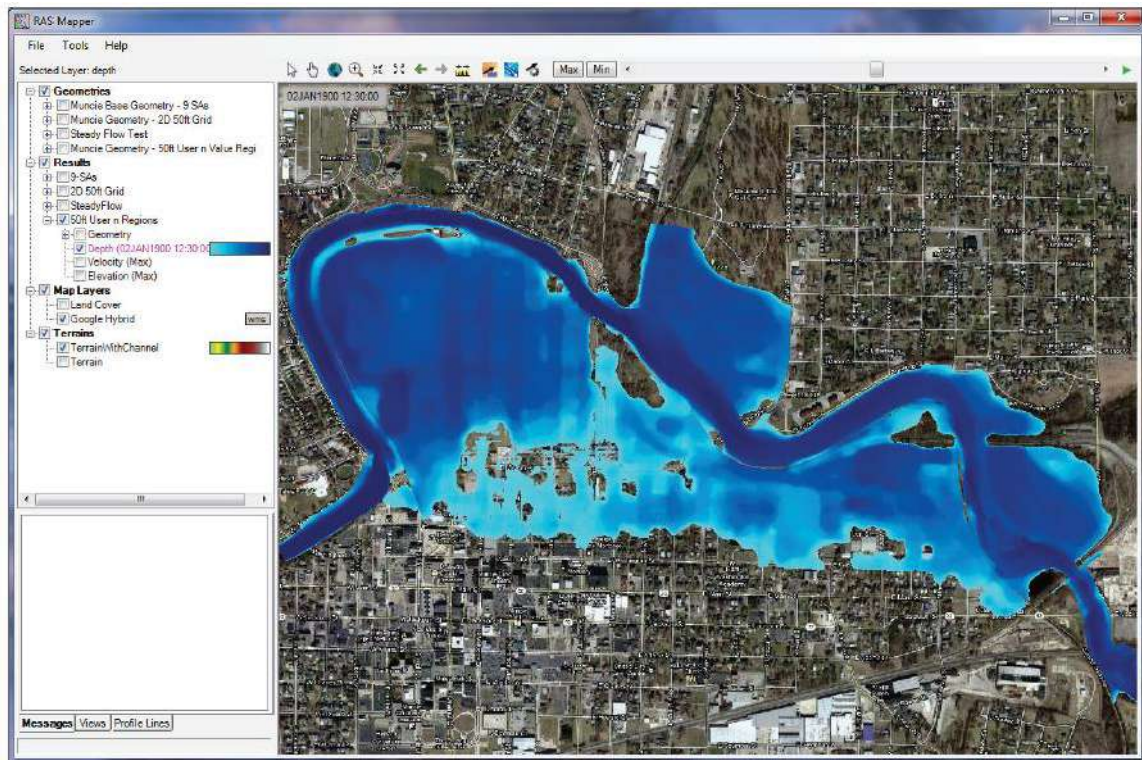


Figura 16 – Representação dos resultados gerados pelo modelo HEC RAS pela combinação de abordagens 1D e 2D. Fonte: US ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2016.

O grande avanço quanto aos resultados é que não há mais a necessidade da integração com ferramentas de SIG para a espacialização destes, mas ainda é possível exportar os resultados.

Ainda assim, a importação de algumas informações como forma da malha de cálculo e uso do solo, onde é atribuído o valor do coeficiente de rugosidade, são informações que podem ser construídas no ambiente SIG, facilitando a importação e atribuição de valores.

Como já mencionado, a opção bidimensional veio em complementação a unidimensional e não em substituição, deixando a cargo do modelador decidir qual a melhor forma de modelar e não simplesmente forçar que o modelador

adote, necessariamente, uma única opção. Como consequência direta, o modelador tem papel central na modelagem.

Além disso, diferentemente do modelo IBER, o HEC RAS é incapaz de realizar simulações de qualidade de água e de transporte de sedimento utilizando equações bidimensionais.

2.7 REPRESENTAÇÃO TOPOGRAFICA

Os dados topográficos são importantes para os modelos hidrodinâmicos, especialmente para ambientes complexos, como o de um rio.

Segundo Cook & Merwade (2009), a representação da geometria pode afetar os modelos hidrodinâmicos de duas formas: primeiro, a descrição geométrica define o domínio computacional (espaçamento de seção transversal ou resolução de malha) em uma simulação hidráulica; em segundo lugar, a descrição geométrica representa a topografia no modelo através de elevações definidas ao longo de seções transversais (modelo 1D) ou nós de malha (modelo 2D).

Dimitriadis, et al. (2016), em sua pesquisa com diferentes tipos de modelos hidrodinâmicos, concluíram que é mais importante que a escolha do modelo, a representação da topografia, quanto melhor se conhece, melhor será a representação do fenômeno. Além desses autores, outros estudos vêm mostrando os impactos dos erros oriundos da topografia em modelos hidrodinâmicos (PAPPENBERGER, et al., 2005, SANDERS, 2007; COOK & MERWADE, 2009 e ABILY, et al., 2016)

Notoriamente, é comum se confrontar com dificuldades na representação topográfica. Para representar um ambiente complexo, repleto de peculiaridades, através de um conjunto de pontos, linhas ou até em uma superfície não é simples. Além disso, geralmente, os levantamentos topográficos são onerosos e demandam tempo.

A discretização de um ambiente complexo de um rio e de sua planície de inundação são representadas de duas principais formas em um modelo hidrodinâmico: através de seções transversais ao rio; ou através de uma superfície de terreno (MDT).

Quanto as seções transversais, a escolha do posicionamento das seções é importante para uma boa representação, a posição das seções deve, sempre que possível, ser definida após visita ao local estudado, para se conhecer suficientemente o ambiente a ponto de identificar os prováveis trechos que influenciem, mais consideravelmente, o escoamento no rio estudado (COOK & MERWADE, 2009.)

A visita de campo vem se tornando algo raro e que só é feito ocasionalmente. O mais comum é que a definição das seções e o planejamento do levantamento ocorram apenas através de ferramentas como o Google Earth. O modelador se vê obrigado a tomar decisões que poderão afetar consideravelmente os resultados apenas com uma visão limitada do ambiente. Estas atitudes distanciam o modelador do entendimento completo do sistema estudado e dificultam obtenção de resultados adequados.

As visitas de campo também são importantes posteriormente à modelagem, na fase onde se confrontam os resultados encontrados pelo modelo com a situação encontrada em campo, através de relatos e evidências dos eventos de inundação.

Com os avanços tecnológicos do setor de agrimensura, surgiram novas formas de coleta de informação topográficas, que permitem coletar grande quantidade de dados por um preço acessível, muitas vezes com a utilização de aeronaves e até por veículos aéreos não tripulados (VANT). Estas novas soluções de coleta de informação têm gerado uma revolução na forma de levantamento de dados topográficos. Além da fotogrametria, hoje é possível contar com o levantamento LiDAR.

Como principal produto destes levantamentos estão os modelos de superfície terrestre. Estes modelos representam a superfície terrestre detalhadamente; porém, estas tecnologias negligenciam, por limitações da própria tecnologia, a forma complexa do fundo dos rios, sendo necessário uma complementação do levantamento topográfico. Comumente essa complementação é realizada através de um levantamento batimétrico do leito do rio.

Uma opção para a complementação, é através de ecobatímetro. É possível coletar uma quantidade de informação discreta do leito do rio, suficiente, para uma interpolação e, então se gerar uma superfície contínua que represente o leito.

Outra opção usualmente adotada é o levantamento batimétrico através de seção transversal, de forma menos discretizada, porém, regularmente menos onerosa; sendo assim, a mais comum para descrever a forma do leito do rio e complementar a topografia do terreno.

Analogamente ao levantamento por ecobatímetro, o levantamento batimétrico por seção transversal necessita de uma interpolação, com objetivo de transformar a informação descontínua em uma superfície, com informação contínua no espaço. Porém, como a disponibilidade de pontos, geralmente é menor do que o levantamento com ecobatímetro, a criação de uma superfície é difícil e complexa, a ponto de existir trabalhos que tratam especificamente da criação de uma superfície que represente o leito do rio (MERWADE, et al., 2006, FLANAGIN, 2007, MERWADE, et al., 2008, SCHWENDEL, 2010 e ZHANG, et al., 2016).

A interpolação da superfície se torna mais complexa conforme o distanciamento entre as seções e a sinuosidade do rio que se deseja representar. Atualmente, o HEC RAS possui uma ferramenta que possibilita a interpolação de uma superfície, e o software Civil 3D® da Autodesk possibilita uma interpolação em forma de canal. De qualquer modo, os resultados da interpolação, em ambos os programas, dependerão principalmente da disponibilidade, espaçamento e da posição dos pontos batimétricos.

Posteriormente ocorre a fase de junção da superfície do fundo com a superfície do terreno, gerando uma única superfície que contemple a representação do terreno e a do fundo do canal. Essa é complexa e demanda tempo, porém é indispensável, quando se trabalha com modelos hidrodinâmicos bidimensionais, que necessitam da discretização espacial completa.

No processo de criação e junção das superfícies, o modelador precisa definir os limites, decidindo onde utilizar a informação de terreno e onde utilizar a informação oriunda da batimetria. Geralmente, opta-se em utilizar maior

parcela da informação oriunda do levantamento de terreno, por este possuir maior número de pontos conhecidos em comparação as informações da batimetria, e sobretudo, pelo fato do terreno ser um ambiente mais fácil de se trabalhar do que o leito de um rio.

É recomendado que o levantamento topográfico do terreno ocorra nos períodos onde o rio esteja com os níveis mais baixos, possibilitando que mais terreno seja contemplado no levantamento, e, assim, ao se cruzar informações de terreno com os do levantamento topobatimétrico, haverá uma sobreposição de informação, sendo possível, de certa forma, controlar o processo de junção das superfícies, evitando possíveis erros significativos no encaixe da seção topográfica no terreno.

Ao converter pontos discretos, oriundos de um levantamento de seção transversal, em uma superfície continua no espaço, é possível que seja feita simplificação na topografia, de tal forma que a característica acidentada do terreno, representando em uma seção transversal, seja suavizada quando representada por uma superfície. Isto dependerá da forma como a superfície armazenará a informação de cota e distância.

A representação de um rio, através de uma seção transversal pode conter mais informações e ser mais discretizada do que a representação por uma superfície, pois, a representação do terreno por grid (*raster*) permite que um pixel corresponda apenas a um ponto de cota, e o pixel, possuem suas dimensões fixas, dependendo da escala do levantamento. Assim, por vezes, dependendo do tamanho do pixel do *raster* associado a geometria, uma seção topobatimétrica pode melhor representar as características do terreno, uma vez que o espaçamento da altimetria não é equidistante como em uma superfície.

De forma antagônica, em rios pouco profundos, o modelador pode negligenciar a topografia do leito do rio, uma vez que o volume armazenado na calha é pequeno frente ao volume de água simulado, ou seja, quando a vazão simulada é muito maior que a vazão que o rio é capaz de armazenar. Assim, o comportamento hidrodinâmico não dependerá tanto do fundo do rio e sim mais da topografia das margens e das regiões adjacentes. De qualquer maneira, o

modelador deve compreender que, adotar estas simplificações, interferirão nos resultados.

No geral, os autores convergem para o fato que, quanto mais grosseira e imprecisa a representação topográfica, maior é a área alagada, ou seja, maior é a extensão da inundação, e existe uma redução significativa na área de inundação quando detalhes batimétricos são incorporados na topografia. A área de inundação diminui com a precisão e resolução da topografia (COOK & MERWADE, 2009;).

Contudo, ter dados refinados de topografia não significa, necessariamente, que a modelagem hidrodinâmica, subsidiada por estes, produzirá melhores resultados. Nem sempre será necessário o levantamento a laser, detalhando espacialmente toda área de estudo, mas, que modelador não gostaria de ter esta riqueza de informação?

Grande parte dos projetos se limitam em levantar a topografia apenas da região de interesse, negligenciando o entorno da área de estudo, porém, no processo de modelagem é preciso definir condições de fronteira, e estas, tem enorme potencial de interferir de forma danosa nos resultados.

Para evitar, simplificações nas condições de contorno, que possam interferir significativamente nos resultados, se sugere que o levantamento topográfico seja estendido para além da área de estudo de tal forma que as condições de saída, possuam menor impacto nos resultados, ou seja, estender o processo de modelagem para mais do que se pretende de fato conhecer o comportamento hidráulico, ou então, buscar quebras de regime, locais onde há mudança no regime de escoamento, como em regiões de alta declividade e encachoeiradas são ótimas como condição de saída.

Mesmo que se tivesse orçamento ilimitado e se tivesse acesso a todas as mais novas tecnologias, que possibilitassem a representação do terreno com precisão, ainda assim, se esbarraria em uma limitação, tudo o que se poderia coletar de informação não passaria de uma foto, retratando um dado momento que registra as condições fluviais naquele instante, ou seja algo estático, incapaz de transparecer toda a dinâmica fluvial.

É possível representar a topografia através de uma superfície de diferentes formas, sendo assim, o próximo item, apresenta diferentes formas da representação topográfica através de uma superfície.

2.7.1 MODELO DIGITAL DE TERRENO

Os modelos digitais de terreno (MDT) podem ser entendidos como uma superfície sintética representando a distribuição espacial da altimetria do terreno, que possui variação contínua no espaço. Existem diferentes formas de representar de maneira contínua a elevação de um terreno, podendo este ser representado através de um modelo digital de superfície (MDS), modelo digital de elevação (MDE), modelo digital de terreno (MDT) e também através de uma rede de triângulos irregulares, este último popularmente conhecido pela sigla em inglês TIN (triangular irregular network).

Segundo USGS (2014) o MDS é um produto associado ao LiDAR, o retorno dos pulsos de laser através de uma nuvem de pontos composta por valores de elevação da superfície, como do topo de edificações, copas de árvores, linha de transmissão e outros tipos de superfície. Resumidamente, o MDS captura a cobertura natural ou antrópica do terreno. Desta nuvem de pontos, através de processos de interpolação ou de filtros, pode-se gerar um MDE e MDT

O MDE possui grade regular quadriculada regularmente espaçada, contendo informação vertical. Esta informação vertical é referenciada ao solo, a terra nua. Estes modelos não possuem a representação de nenhuma superfície, como pontes árvores edificações e etc. (USGS, 2014).

Já o MDT possui duas principais definições (USGS, 2014): o MDT é um sinônimo do MDE, representando a base do terreno, a terra nua, com o valor de cota espaçada uniformemente no terreno; e a outra definição, adotada nos Estados Unidos e em outros países, um MDT tem um significado diferente, os MDTs são criados através da fotogrametria.

Segundo Egg (2012), não há uma definição exata na literatura para o MDT, MDE, MDS. Como este trabalho não possui o objetivo de esgotar a discussão sobre as definições da representação do terreno, se adotou como definição de MDT a representação da terra nua, enquanto o MDE é uma

representação do terreno, mas também, de edificações, pontes e outras estruturas sobre o terreno, sendo algo entre o MDT e o MDS.

Portanto, o autor tentou, sempre que possível, esclarecer qual foi o processo do levantamento de dado utilizado para gerar o modelo numérico de terreno, pois, entendeu que a forma que se constrói a superfície utilizada e as incertezas que envolvem o processo, são mais relevantes que a definição da nomenclatura da representação do terreno.

Segundo Brito (2007), as redes irregulares trianguladas, são criados por pontos de dados triangulados. O modo como se ligam os pontos é determinado por um algoritmo chamado triangulação de Delaunay, que conecta um ponto apenas a seus vizinhos. Os TINs são a melhor maneira de representar um terreno, representando características lineares no terreno usando linhas de quebra (break line), servem para indicar mudança no terreno, delimitando o início ou o fim de mudanças que ocorrem naturalmente no terreno, como mudança na declividade, reforçando bordas, elevações e etc. Em outras palavras, você pode densificar a informação onde as elevações mudam rapidamente (como margens de rio ou em diques).

De qualquer forma, a utilização de um modelo digital de terreno vem se tornando quase que obrigatória na modelagem hidrodinâmica (HUNTER, et al., 2008; ERPICUM, et al., 2010; FEWTRELL, et al., 2011; ABILY, et al., 2013; MEESUK, et al., 2015 e ABILY, et al., 2016).

As representações de terrenos podem ter origens diferentes, desde a fotogrametria, LiDAR, SRTM, interpolação de pontos e de curvas de nível e outras formas. A origem do dado impactará diretamente na precisão do modelo digital de terreno; dependendo da resolução espacial que o *raster* possui, afetará diretamente os resultados dos modelos hidrodinâmicos (HORRIT & BATES, 2002; WILSON, 2004; SCHUMANN, et al., 2008; COOK & MERWADE, 2009; ELEUTÉRIO, et al., 2011;).

Horrit & Bates (2002) indicam que a topografia é o principal fator determinante dos padrões de inundação. Quando a representação se dá através de grades regulares quanto menor o tamanho da célula da grade, mais precisos são os modelos, conhecidos como MDE de alta resolução (*high resolution*) e

juntos aos modelos hidrodinâmicos bidimensionais formam as principais ferramentas utilizadas para estudar inundações.

As representações da topografia através de uma superfície são muito úteis na representação do terreno, porém esses possuem limitações que precisam ser conhecidas pelos modeladores, principalmente quanto a representação de pontes e de canais no formato retangular, com paredes verticais, onde um único valor altimétrico pode ser representado no *raster*.

Segundo Abily et al (2016), para modeladores inexperientes, o nível de precisão dos dados topográficos de alta resolução pode ser interpretado, erroneamente como o nível de precisão dos modelos de inundação, desconsiderando a incerteza inerente ao processo de modelagem.

As representações de terreno mais utilizadas na modelagem hidrodinâmica serão apresentadas nos subitens a seguir, esta divisão foi realizada a partir da origem da informação topográfica e optou-se em dividir em apenas três, a saber: SRTM, fotogrametria e LiDAR. O autor exclui o levantamento tradicional, por entender que, na maioria dos casos, só os pontos cotados não são suficientes para criar uma superfície de terreno, que seja suficiente, para ser utilizado na modelagem hidrodinâmica.

2.7.1.1 SRTM

A Shuttle Radar Topography Mission (SRTM) foi lançada a bordo do ônibus espacial Space Shuttle Endeavour em fevereiro de 2000, O principal objetivo da SRTM foi obter dados topográficos da Terra.

O projeto foi desenvolvido a partir de uma cooperação internacional entre a National Aeronautic and Space Administration (NASA), National Imagery and Mapping Agency (NIMA), nos Estados Unidos, das agências espaciais da Alemanha, German Aerospace Center (DLR) e da Itália, Italian Space Agency, (ZYL, 2001 apud PINHEIRO, 2006).

Para adquirir os dados topográficos, a SRTM utilizou um sistema de radar de abertura sintética interferométrico. O sistema foi configurado para adquirir duas imagens ao mesmo tempo, através de duas antenas posicionadas separadamente, com distância de 60 m entre si. Na ocasião, 80% do planeta foi

mapeado, entre as latitudes 60º Norte e 56º Sul (ZYL, 2001 apud PINHEIRO, 2006).

Os MDE gerados na missão são distribuídos gratuitamente. Inicialmente no Brasil, só estavam disponíveis os MDE com resolução de 90 m, que dificilmente poderiam ser utilizado em modelagem hidráulica em áreas urbanas. Atualmente, já está disponível uma versão de 30 m de resolução, uma melhora de 9 vezes na resolução espacial. Segundo FARR (2007) a precisão do SRTM para América do Sul é de 6,2 m na vertical e de 9,0 m na horizontal.

Como o principal objetivo do SRTM era gerar informação cartográfica para regiões que carecem de qualquer tipo de levantamento, por vezes o SRTM é a única fonte de dados topográfico e comumente são utilizados associados aos modelos hidrodinâmicos. Muitos autores já confrontaram os MDE oriundos do SRTM com outras fontes topográficas (SANDERS, 2007 e SCHUMANN, et al., 2008).

De forma até sugestiva, quanto menor a precisão do MDE maior a área de inundação gerada nos modelos hidrodinâmicos, portanto os MDE oriundos do SRTM devem ser usados com ressalvas, mas podem ser uma ferramenta valiosa para definição inicial da inundação (SCHUMANN, et al., 2008).

2.7.1.2 FOTOGRAMETRIA

A fotogrametria é um registro fotográfico dos detalhes do terreno, o principal objetivo pode ser enunciado como a reconstrução de um espaço tridimensional, a partir de um conjunto de imagens bidimensionais, ou seja, um sistema bidimensional, fotográfico, e um sistema tridimensional (BRITO, 2007).

Segundo Brito (2007) erroneamente é costume separar o sensoriamento remoto da fotogrametria, porém esta divisão é informal sendo chamado informalmente de sensoriamento remoto (imagens sensoriais adquiridas em nível orbital e formato digital) era uma ciência irmã do que se chamava (informalmente) de fotogrametria (imagens fotográficas adquiridas em nível de aeronave).

No presente trabalho o autor preferiu separar em três principais formas de se obter um modelo digital de terreno, com a origem a principal distinção entre eles, e, propositalmente o autor separou a fotogrametria do LiDAR e do SRTM,

apesar da definição de Brito (2007) que coloca todos como parte da fotogrametria.

Assim, aqui são considerados as informações oriundas da fotogrametria as informações geradas através de um sobrevoo onde são registradas fotografias bidimensionais do terreno e posteriormente, através de um processamento é possível obter imagens ortorretificadas (imagens na perspectiva ortogonal), modelos de terreno e a extração de feições do terreno.

Os processos fotogramétricos extraem, geralmente, altitudes ou alturas. Um dos primeiros métodos adotados era a digitação das coordenadas de determinados pontos, obtidos por inspeção na carta ou provenientes da fototriangulação. Outro método, ainda hoje utilizado, é a digitalização de cartas em papel através de mesa digitalizadora, o terceiro método tem sido bastante empregado, a aquisição de dados via DGPS (BRITO, 2007).

A diversos programas específicos para a fotogrametria, que permitem a classificação dos pixels da imagem gerando uma nuvem de pontos que posteriormente são classificados e permitem a extração de um modelo numérico de elevação. A partir deste último é possível extrair curvas de nível e outras feições do terreno.

Similar ao MDE oriundos de outras fontes, o modelo oriundo da fotogrametria possui como imprecisão sua criação, que como os demais, necessariamente é fruto de uma interpolação de pontos e ainda, o tamanho da grade regular que é definida principalmente pela escala do levantamento.

2.7.1.3 LIDAR

A tecnologia de perfilamento a laser, comumente conhecida como LiDAR (Light Detection And Ranging), utilizada para fins de levantamento, consiste no mapeamento tridimensional da superfície terrestre através do uso de um sensor laser acoplado numa plataforma.

No presente trabalho, o foco do levantamento LiDAR foi a abordagem área, contudo, a tecnologia LiDAR pode ser utilizada em outros veículos.

O LiDAR ainda não é uma realidade brasileira para realização de estudos de inundação, apenas algumas instituições têm acesso a esta ferramenta e

poucos trabalhos nacionais foram desenvolvidos utilizando o levantamento proveniente do perfilamento laser.

O princípio de funcionamento do sistema está baseado na emissão de pulsos laser em direção à superfície, os quais, após encontrarem algum obstáculo, retornam ao sensor (HAINOSZ, 2012).

É considerado o intervalo de tempo entre a emissão e retorno de cada pulso para determinar a distância entre o sensor até o objeto (WEHR & LOHR, 1999). Por tratar-se de um equipamento que realiza as medições em movimento, são integrados a ele um sistema de posicionamento global por satélites (GNSS) e o INS (Inertial Navigation System) que determina os ângulos de atitude da aeronave, possibilitando, assim, o cálculo da distância entre o sensor e o alvo situado no terreno.

O pulso laser tem a característica de divergir à medida que se propaga no meio; por esta razão, quando o mesmo é projetado no terreno, representa uma determinada área, que varia conforme a altura de voo e o valor de divergência do feixe. A divergência do pulso laser propicia que o feixe emitido encontre mais de um obstáculo durante o seu percurso, como exemplificado na Figura 17, de maneira que podem ser obtidos múltiplos retornos para um único pulso emitido. Os equipamentos de varredura a laser mais atuais têm a capacidade de identificar esses múltiplos retornos, como ilustrado na Figura 17.

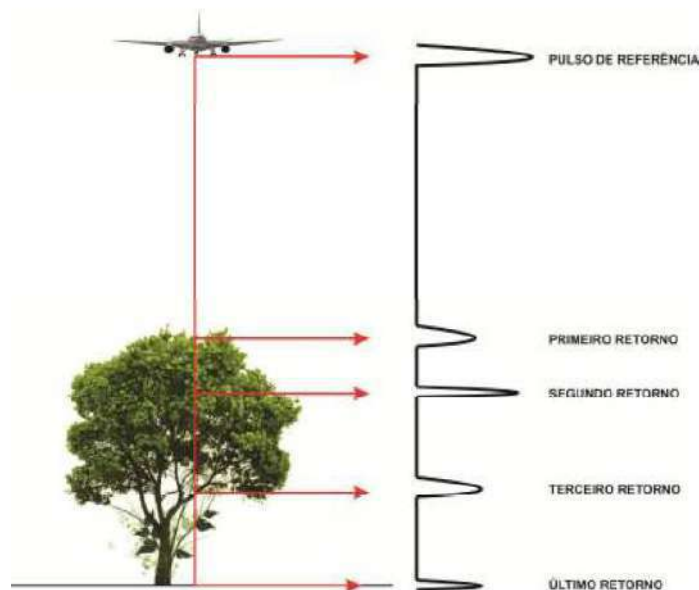


Figura 17 – Múltiplos retornos do pulso laser. Fonte: HAINOSZ, 2012.

A densidade de pontos resultante do perfilamento aéreo a laser depende do equipamento utilizado e das características do aerolevantamento. Os sensores laser tem a capacidade de obter informações não apenas sobre a geometria dos objetos, mas também as sobre as características de refletância da superfície terrestre

Posteriormente ao perfilamento aéreo a laser, geralmente é aplicado um método DGNSS (Differential Global Navigation Satellite System), pós-processado, visando à correção diferencial das posições da aeronave durante o aerolevantamento. Dessa forma, a exatidão das determinações no espaço obtidas pelo sistema pode variar entre 5 e 30 cm (MOSTAFA & HUTTON, 2001).

Como principal produto do LiDAR é a nuvem de pontos, o modelo digital de superfície e, posteriormente, com ferramentas de classificações podem ser gerados modelos digitais de terreno de alta resolução (High Resolution). A seguir na Figura 18 é ilustrado uma classificação de vegetação e de solo a partir da nuvem de pontos de um levantamento LiDAR.

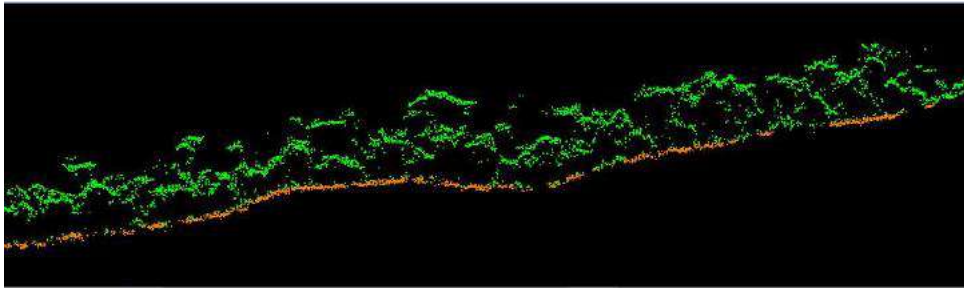


Figura 18 – Nuvem de pontos classificada como vegetação e solo. Fonte: LACTEC, 2015.

O uso da tecnologia LiDAR vem se tornando cada vez mais frequente no campo de aplicações da engenharia, tendo em vista a grande quantidade de informações geradas pelo sensor, a elevada precisão e a velocidade da aquisição. Uma das aplicações está relacionada com a obtenção de informações altimétricas de alta precisão, bem como informações quantitativas e qualitativas que auxiliam na detecção de elementos presentes na área de interesse.

O varrimento aéreo por laser, é uma fonte de dados importante para a modelação hidráulica de inundações, porque permite caracterizar a topografia das zonas inundáveis e da secção transversal das linhas de água com elevada resolução espacial (FERNANDEZ, MOURATO, & MOREIRA, 2013).

Alguns autores estão utilizando os produtos do LiDAR para estimar o coeficiente de rugosidade, utilizando a nuvem de pontos gerados, alguns autores têm realizado pesquisas sobre o tema como: Straatsma e Baptist (2008), Casas et al., (2010), Houllaus e Höfle (2010).

Os levantamentos a laser vêm se tornando quase que obrigatórios em estudos de mapeamento de área inundáveis. Claro que a grande quantidade de informação gerada pelo levantamento ajuda o modelador, principalmente, quando as informações topográficas são comumente as mais escassas nos trabalhos de modelagem hidrodinâmica.

Em contrapartida os modeladores precisam entender, que como os demais modelos digitais de elevação, os modelos oriundos do levantamento a laser também são resultados de uma interpolação de pontos. No momento de classificação, ao se separar o que é vegetação do que é propriamente solo, se essa selecionando os pontos que devem ser usados para a interpolação e geração do MDE, portanto em algumas áreas de vegetação densa, o número de pontos de solo será menor, ou seja, baixa taxa de penetração e, portanto, a

precisão do modelo poderá ser menor nesta área. (ZANDONÁ, 2005; SCHIMALESKY & CENTENO, 2008 e PACHECO, et al., 2011).

A tecnologia LiDAR é muito utilizada nos países do hemisfério norte, onde as condições de vegetação são distintas das encontradas no Brasil. Na maioria das vezes se encontra vegetações mais densas em países de clima tropical, onde a há vegetação é mais densa, há maior interceptação que diminui a penetração do laser. Segundo Pacheco *et al.* (2011) isto ocorre na maioria das vezes onde a vegetação é mais densa onde há uma combinação de vegetação rasteira com uma cobertura vegetal das copas das árvores.

Consequentemente, os modeladores ao utilizarem modelos numéricos de terreno oriundos do levantamento LiDAR, devem ter em mente que provavelmente há incertezas maiores nas regiões que são cobertas por vegetação. Especialmente no Brasil, onde há leis que obrigam a manutenção da preservação da vegetação adjacentes aos cursos d'águas, ou seja, a manutenção de uma área de proteção permanente, instituída pelo código florestal (Lei nº 12651 de 25 de maio de 2012).

Portanto, no Brasil, somando a provável perda de penetração do laser mais a vegetação ripária encontrada nas regiões adjacentes aos cursos d'água, o modelador precisa estar atento a diminuição da precisão dos modelos numéricos de terreno oriundos do LiDAR, exatamente nas áreas onde se estabelece o transbordamento ou não da calha do rio.

2.8 MALHA DE CÁLCULO E DISCRETIZAÇÃO NO TEMPO

É inerente aos modelos 2D a adoção de uma malha de cálculo para solução das equações diferenciais parciais não lineares em modelos numéricos. Muitas vezes é negligenciado pelos modeladores, o fato de a resolução da malha impactar nos resultados da modelagem, podendo ser um limitador do resultado ou então um limitador de tempo de processamento.

Não há regras definidas para a geração da malha de cálculo, a priori, quando se utiliza modelos digitais de terreno, se opta em definir o tamanho da malha igual ao tamanho do pixel da superfície, ou seja, foi atribuído o menor tamanho possível que a precisão topográfica nos permite. Isto é bastante razoável, quando se pensa que malhas de cálculos menores do que o pixel da

superfície estariam utilizando informações que ultrapassaria a precisão topográfica dos modelos de terreno, e por tanto o tamanho de célula mínimo deveria ser igual ao tamanho do pixel da superfície.

Isto ocorre com frequência, uma vez que diversos modelos permitem a criação da malha já sobre o modelo digital de terreno dentro dos próprios softwares de modelagem.

Além disso, segundo Hardy, Bates e Anderson (1999), há três hipóteses que também corroboram com a crença em que a capacidade do modelo representar fidedignamente o fenômeno físico aumenta com o aumento da resolução espacial da malha de cálculo e com a discretização temporal: o menor espaçamento da malha tende ao verdadeiro nível contínuo; facilidade na parametrização tornando o código mais próximo da realidade; e há uma aproximação entre a escala do modelo computacional com o encontrado em campo.

Contudo ao adotar tal premissa, se gera uma enorme quantidade de elementos. Quanto maior o número de elemento de uma malha, maior será o tempo dispendido para solucionar as equações. E ainda, não necessariamente há um ganho na precisão dos resultados, e, em alguns casos, há problemas com a estabilidade do método numérico.

Essa instabilidade nem sempre é bem compreendida por todos os usuários dos modelos e como consequência, os modeladores podem insistir em subdividir ainda mais a malha, criando mais elementos, e justamente a enorme discretização pode ser a causa da instabilidade do método numérico. Por vezes, a discretização detalhada do espaço, pode gerar grandes declividade de um elemento para outra, o que pode afetar diretamente na estabilidade do método numérico

Até onde se pode diminuir a resolução da malha, sem que haja perda significativa nos resultados? Esta resposta também não é simples, e na realidade dependerá especificamente de cada trabalho individualmente, pois, cada um tem suas especificidades sendo difícil a generalização.

Não é necessário atribuir o valor da malha tão pequeno quanto a precisão dos modelos de terreno, uma vez que é razoável quando se imagina que na

maior parte das vezes um rio não apresenta mudanças abruptas e repentinas da declividade da superfície líquida, e por tanto, é razoável aumentarmos o tamanho da malha para a representação.

Por outro lado, invariavelmente, quem trabalha com modelagem hidrodinâmica se deparará com situações com trabalhos onde os cursos d'água apresentam mudanças abruptas de declividade da linha d'água e por tanto a afirmação anterior não se confirma, porém, nestas situações, onde há tal variação abrupta, se deve lembrar que há uma violação na hipótese básica das equações de águas rasas, e, por tanto, não poderia, em tese, ser modelado com essa equação.

Muito dos modelos hidrodinâmicos atuais permitem a criação da malha de cálculo de forma prática, utilizando apenas a representação da topográfica como base e o tamanho mínimo do elemento que se pretende adotar.

Se por um lado isto facilita e adianta a implementação de uma modelagem, por outro, ela retira do modelador a interpretação do fenômeno físico. Como consequência, a construção automática da malha pode custar um tempo de processamento ou até mesmo levar à instabilidade do método numérico.

Os autores Hardy, Bates e Anderson (1999) identificaram que a resolução espacial afeta diretamente na extensão da inundação, afetam diretamente nas características do fluxo de massa, logo a resolução espacial tem efeito dramático sobre os resultados internos e que a resolução da malha apresentou maior sensibilidade no resultado do que os coeficientes de rugosidade de Manning utilizados em suas pesquisas.

Infelizmente, não há meios de saber o quão perto da solução verdadeira se está, e por isso é preciso realizar um certo número de simulações até que se saiba a maior resolução de malha possível, de modo que não afete os resultados do modelo e otimize o tempo de processamento.

Na maioria dos casos a escolha da resolução da malha dependerá do tempo que o modelador considera aceitável para obter respostas; da limitação computacional para resolução do problema; e o tamanho da malha seja

suficientemente discretizada a ponto de mostrar detalhes que o modelador considera importante.

Na realidade só os trabalhos que pretendem funcionar como um modelo de predição de eventos é que realmente devem focar as energias em otimizar o tamanho da malha, com objetivo de obter respostas no menor tempo possível.

E por falar em tempo, o passo de tempo que deve ser considerado afeta diretamente os resultados, e, por vezes, são negligenciados ou pouco discutidos pelos usuários. O passo de tempo afeta não só os resultados, bem como o tempo de processamento de cada simulação, passos de tempo demasiadamente pequenos tendem a consumir um tempo desnecessário nas simulações, por outro lado passos de tempo grandes podem levar a instabilidade do cálculo e os resultados não suficientes.

Para os modelos que utilizam o método numérico de diferenças finitas pelo método explícito, são dependentes do passo de tempo, necessitando incrementos de tempo muito pequenos para convergências dos resultados e por isso precisam cumprir as condições de estabilidade de Courant.

Também conhecido como as condições de Courant-Friedrichs-Lewy (CFL) em homenagem aos autores que publicaram uma análise numérica de esquemas de integração de tempo explícitos em 1928, a estabilidade numérica dos esquemas de diferenças finitas é expressa pela seguinte Equação 55 para os casos unidimensionais.

$$C = \frac{u\Delta t}{\Delta x} \leq C_{Max} \quad \text{Equação 55}$$

Onde:

u = velocidade, cuja a dimensão é Δx sobre Δt ;

Δx = intervalo de comprimento;

Δt = passo de tempo; e

$$C_{Max}^1 = 1$$

¹ O Valor depende do método de solução, para o método explícito este valor é igual a um.

Para aplicar esta equação e então estimar o valor do incremento de tempo, se pode utilizar a velocidade média e a média do tamanho das malhas do modelo.

Por tanto, para selecionar o passo de tempo existe uma equação que auxilia a tomada de decisão pelo modelador, porém, como o tamanho da malha de cálculo, o intervalo de tempo também afeta o resultado final, de forma menos sensível. Há muita discussão acerca da resolução da malha e do incremento de tempo, contudo, o autor não pretende lucidar todo o assunto, apenas levantar o questionamento e pautar pontos relevantes.

2.9 CALIBRAÇÃO E VALIDAÇÃO DOS MODELOS

Segundo Cunge, Holly e Verwey (1980), a calibração de um modelo hidrodinâmico consiste em ajustar um fator computacional, de tal forma que os resultados obtidos, com os processos computacionais, sejam coincidentes com os eventos reais. Por sua vez, os eventos reais são registrados, normalmente, através de cotas de nível d'água, através de medições de vazão ou por meio de uma curva chave.

Normalmente estas informações são limitadas, sendo conhecidas em apenas alguns trechos dos rios. Mesmos quando se possui informações de nível d'água e vazão, estes, são de situações, geralmente, distintas da quais se quer modelar.

Grande parte das vezes que se conhece a relação de nível d'água e vazão, ou até, quando se conhece a declividade da linha d'água ao longo do perfil longitudinal, estes, regularmente, retratam situação de regime permanente, ou seja, diferentes da propagação de uma onda de cheia (CUNGE *et al.*, 1980).

Na condição de regime permanente, o perfil de linha d'água, varia para cima e para baixo, quase que paralelo para diferentes vazões, dependendo quase que exclusivamente do leito do rio. Já no regime não permanente de vazões o perfil “paralelo” não se observa, sendo um regime de escoamento influenciado por geométrica ou de rugosidade, por tanto, os resultados gerados por modelos hidrodinâmicos carecem de análises atenciosas.

Cunge, Holly e Verwey (1980), sugerem uma avaliação do comportamento dos principais parâmetros hidráulicos, para posteriormente variar o coeficiente de rugosidade.

A calibração de modelos hidrodinâmicos se dá, principalmente, através do coeficiente de rugosidade, que na maior parte dos modelos é representado pelo coeficiente de rugosidade de Manning (ou de Chézy), sendo este coeficiente usado para ajustar o resultado, associado a toda perda de energia do sistema modelado. Este, concentra, comumente, toda as incertezas e simplificações adotadas na modelagem de um sistema complexo.

Este coeficiente foi idealizado para escoamento em canais, com seção regular, fluxo predominantemente em uma direção, em regime permanente, onde a declividade do fundo é paralela a linha de energia. Hoje este coeficiente foi extrapolado para diversas aplicações, das idealizadas inicialmente.

É notório que o coeficiente de rugosidade é um dos parâmetros mais difíceis de se estimar na modelagem hidrodinâmica. Muitos autores estudam o comportamento da rugosidade e da sensibilidade dos modelos quanto a este (DIMITIRADIS et al., 2016).

Dimitriadis, et al., (2016,) investigaram a sensibilidade do coeficiente de Manning, trabalhando com um trecho de 7 km do rio Rafina na Grécia. Para critério de comparação, foram selecionadas 11 seções igualmente espaçadas, com o objetivo de monitorar os níveis d'água. Foi simulado um hidrograma para o TR de 500, com o pico de 245 m³/s. utilizando três modelos distintos (HEC RAS abordagem 1D, LISFLOOD FP e o FLO 2d).

Três cenários foram simulados para os valores de rugosidade de Manning das planícies de inundação: 0,040, 0,033 e 0,100, para representar o canal estabeleceu o Manning de 0,015 para todos os cenários.

Como principal conclusão, se destaca que os maiores níveis d'água não necessariamente foram registrados com as maiores rugosidades e os níveis d'água eram distintos, para os mesmos coeficientes de Manning, nos diferentes modelos hidráulicos.

Já Coutinho (2015) constatou em seu caso de estudo, utilizando o HEC RAS, durante a calibração do modelo hidráulico, que as alterações de valores do

coeficiente de Manning, atribuídos à calha, eram sensíveis e afetavam diretamente os resultados de todo o conjunto da seção transversal, tanto do canal principal como da planície de inundação.

Como conclusão, o autor destaca que é mais importante acertar no valor do coeficiente da calha do rio, uma vez que este afetará o nível d'água, e este que definirá se há ou não extravasamento da calha.

Toombes e Chanson (2011) afirmam que, embora a rugosidade seja oriunda do coeficiente de Manning, a representação do atrito de fundo em um modelo bidimensional é diferente da representação em um modelo unidimensional, pelo fato de que no modelo 1D, a rugosidade só esteja contabilizada em uma direção. Os autores destacam ainda, que o coeficiente de rugosidade de Manning foi desenvolvido em regime permanente com o movimento predominantemente longitudinal e unidimensional.

Há sempre questionamentos quanto ao valor atribuído a este coeficiente de rugosidade. O essencial é poder relacionar este coeficiente com a realidade, de tal forma que, ao se atribuir um valor de Manning, este deve estar próximo dos valores conhecidos na literatura, além disso, há formas de se estimar o coeficiente de Manning, uma delas é através da combinação de coeficientes como a do método utilizado pelo U.S. Soil Conservation Service proposto por Cowan (1956 *apud* SILVA et al., 2007), a partir da seguinte Equação 56.

$$n = \left(n_0 + \sum n_i \right) m \quad \text{Equação 56}$$

Onde:

n_0 = valor referente a trechos retilíneos de calha;

n_1 = grau de irregularidade da calha;

n_2 = grau de variabilidade longitudinal da seção;

n_3 = o efeito relativos a obstruções acidentais;

n_4 = as dimensões da vegetação marginal; e

m = um coeficiente de para correção de meandros.

Os valores e n_i em função da natureza dos fatores que ocasionam perda de energia são tabelados. Há ainda uma variação da Equação 56, que é a proposta por Goutcharov (1964 *apud* SILVA et al., 2007), onde o autor introduz um coeficiente n_c relativo a perda de carga ocasionado pela curvatura do rio.

A outra principal fonte de valores para estimativa do coeficiente de Manning é o estudo realizado por Chow (1959), que disponibiliza os valores de rugosidade encontrados por ele junto com fotografia dos rios, dando uma noção das características fluviais dos rios estudados, possibilitando ao modelador utilizar os coeficientes encontrado por ele em outros lugares com características semelhantes. A United States Geological Survey (USGS) disponibiliza uma série de fotografia de rios norte-americanos associados aos seus coeficientes de rugosidade e informações hidráulicas dos mesmos, permitido aos usuários a reprodução dos cálculos, no endereço eletrônico:

<https://www.camnl.wr.usgs.gov/sws/fieldmethods/Indirects/nvalues/index.htm>

Outra forma de se obter o valores do coeficiente de Manning é através de medições de campo. O mais comum é que esse cálculo seja feito por trechos, através de medições de vazão e nível d'água. Assumindo que o escoamento é permanente, possuindo levantamento de seção transversal, medição de vazão, medição de níveis d'água e leitura instantânea de nível d'água é possível calcular a linha de energia pela equação de Bernoulli, considerado o trecho limitado por duas seções e substituindo a equação de Bernoulli na equação de Manning se tem a Equação 57

$$n = \frac{R_h^{2/3}}{Q} \sqrt{\frac{1}{\Delta x} \left(\frac{v_1^2 + v_2^2}{2g} \right) + S_w} \quad \text{Equação 57}$$

Onde:

n = coeficiente de Manning;

R_h = Raio Hidráulico;

Q = Vazão;

Δx = Distância entre as duas seções;

v_1 e v_2 = Velocidade média nas respectivas seções;

S_w = Declividade da linha de energia entre as seções; e

g = aceleração da gravidade.

Porém, a determinação do coeficiente de Manning pela Equação 57 é raramente efetuada, pois envolve trabalho de campo, implicando em prazo e recursos relativamente elevados (CIRILO, J. A. et al. 2011).

De certa forma, calcular o valor do coeficiente de rugosidade com dados de campo pode ser uma boa forma de estimar o coeficiente de rugosidade da Manning; porém, este serviço de campo não necessariamente esgota o questionamento quanto ao valor adotado.

Há sempre incertezas inerentes ao processo de modelagem, sendo um dos mais notáveis a representação topográfica utilizada no processo de estudo e, além disso, é sabido que há uma variação do coeficiente de rugosidade com o nível d'água e com a sazonalidade. Portanto, mesmo em um processo que envolva medições de campo, se pode persistir com a dúvida.

É um fato já apontado na literatura que a resistência a passagem da água diminui com o aumento da vazão e do nível d'água (Chow, 1959; Ribeiro Neto 2001; Silva 2007). Experimentos realizados em regime permanente indicam que o decaimento possui características exponenciais para relação rugosidade *versus* nível d'água, como mostrado no gráfico na Figura 19.

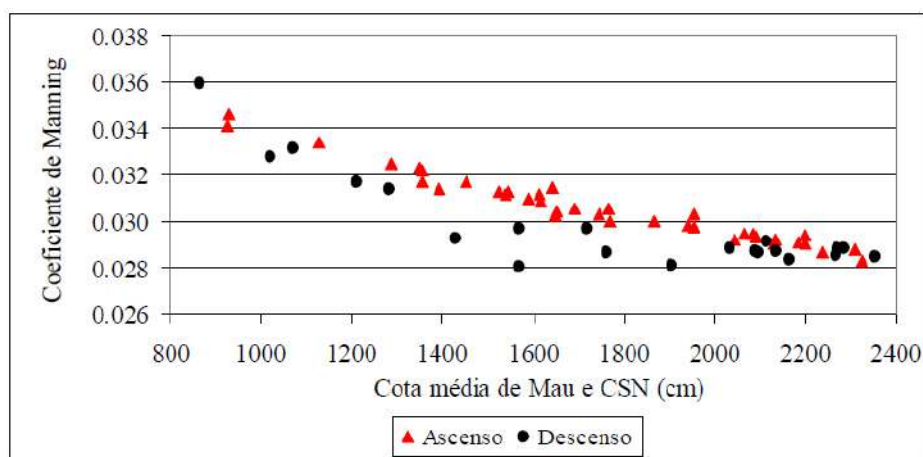


Figura 19 – Variação do coeficiente de rugosidade com o nível d'água no rio Solimões. Fonte: Ribeiro Neto 2001.

Ainda há os casos do escoamento não permanente onde o problema fica mais acentuado, uma vez que o coeficiente de Manning varia com o tempo na

seção. A seguir, apresenta-se, na Figura 20, a variação do valor de Manning no regime não permanente, ou seja, durante a subida e a decida de um hidrograma no rio madeira na estação de monitoramento Fazenda Porto Alegre.

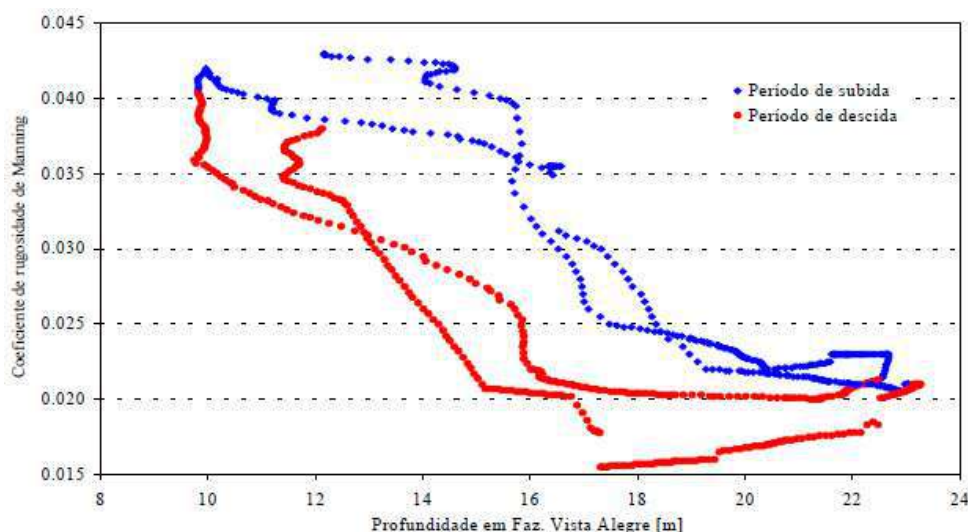


Figura 20 – Variação do coeficiente de rugosidade com nível d'água e no tempo no rio Madeira na estação Faz. Porto Alegre. Fonte: Silva 2007.

Esta variação pode ser explicada por diferentes fatores, uma delas é pelo fato de, nos maiores níveis d'água, o escoamento ocorre também nas planícies de inundação. O coeficiente de Manning das planícies de inundação são os mais difíceis de serem estimados com dados de campo (DIMITRIADIS, et al., 2016).

Além disso, os escoamentos, de fato, são condicionados pela declividade da linha de energia e não pela declividade de fundo. Em um regime transiente, esta declividade muda o tempo todo, variando da ascensão à recessão do hidrograma.

São diversos os fatores que influenciam e geram perda de energia no escoamento, sendo impossível escrever uma única expressão que considere todos eles. Mesmo os valores tabelados possuem suas limitações, pois, em alguns casos com condições específicas, estes valores não se aplicam adequadamente.

Portanto é necessário realizar a calibração do coeficiente de Manning, ou seja, é necessário ajustar valores de Manning que reproduzam os valores de perda de energia registrados na realidade. O mais comum é que essa calibração

seja feita por trechos, através de medições de vazão e nível d'água, comparando com valores calculados em modelo.

Na modelagem histórica de eventos, onde pode ter ocorrido todo tipo de obstáculo e perdas de energia no escoamento, por diversos fatores desconhecidos, a calibração do modelo, toma uma determinada variável como referência, por exemplo, o nível d'água, e faz essa variável atingir uma determinada elevação registrada no evento histórico, de modo que o valor do coeficiente de rugosidade deixará de ter um significado puramente físico e passa a ser uma parametrização matemática.

Segundo Gourbesville (2012), em casos com extremos, os fatores de perda de energia não são bem conhecidas pelo modelador, fugindo da situação geral do escoamento em um canal como na Figura 21, sendo uma situação específica que não necessariamente é bem representada pelas equações de Saint Venant, como se vê na Figura 22.



Figura 21 – Escoamento em um Canal artificial em Aragon, Espanha. Fonte: MONTAÑÉS, 2006, p. 212.

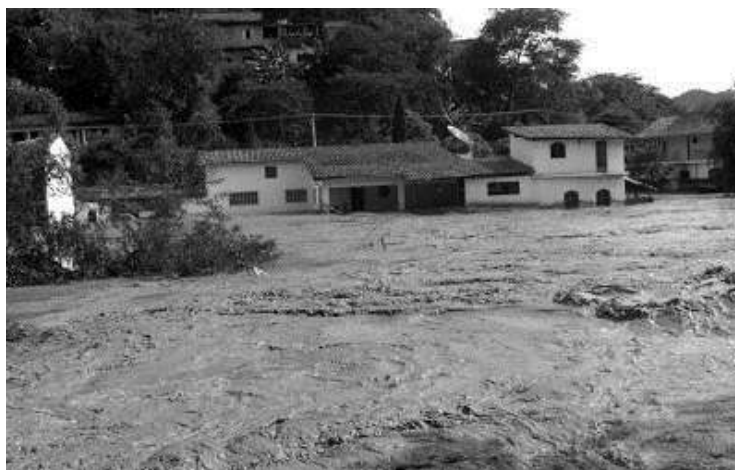


Figura 22 – Escoamento no rio Piabanha, no município de Areal, Rio de Janeiro em janeiro de 2011. Fonte: <http://www.adcaminho.com.br/?p=2913>, acessado em maio de 2017.

Além disso, por ventura, os modeladores algumas vezes não dispõem de toda informação necessária. Muito frequentemente as informações topográficas são escassas e não representam suficientemente bem o que se pretende estudar. O que resta aos modeladores é, de certa forma, distorcer os valores de Manning, até que as simulações passem a representar melhor o que é visto na natureza. Nesse processo, deve-se tomar cuidado para não se propor valores irreais, cujo sentido físico tenha se perdido completamente.

Portanto, a calibração e validação dos modelos são processos importantes, na maioria dos casos, elege-se uma variável para analisar em diferentes pontos do modelo. Esta variável dependerá do objetivo do modelo e da disponibilidade de dados.

Outra forma de calibração, que vem sendo estudada é a calibração com dados oriundos do sensoriamento remoto, com auxílio de imagens de satélite, principalmente em eventos extremos de inundação, sendo possível identificar a extensão total da inundação em grandes áreas, com auxílio das imagens aéreas que ilustrem as extensões inundadas. Há alguns autores que já pesquisaram sobre o assunto (BALDASSARRE et al., 2009; DUNG et al., 2011; DIMITRIADIS., 2016).

No Brasil ainda não é comum encontrar trabalhos que utilizaram imagens aéreas, devido à pouca disponibilidade destas informações. Além disso, a calibração/validação dos resultados dos modelos pode ser algo desafiador, tamanha a falta de informação básica. Sempre, há pouca informação hidrológica, portanto, informações cruciais com a relação de vazão e nível d'água são

desconhecidas se tornando difícil uma verificação mais detalhada do resultado. O que geralmente ocorre, é uma avaliação dos resultados, buscando erros grosseiros, e se buscando avaliar se o modelo representa as principais características observadas na natureza, contudo, a validação dos resultados não é, na maioria dos casos, realizada com rigor.

A situação é ainda mais complexa, e com um potencial de se cometer equívocos, quando é necessário realizar estudos de risco à inundação, onde a vazão deve ser associada a um tempo de recorrência. Contudo, estas vazões podem ser desconhecidas, por inexistência de informações hidrológicas, sendo necessário a criação de hidrograma sintéticos para representar a passagem da onda de cheia associada ao tempo de recorrência.

Quando não se possui nenhuma informação hidrológica, e só se conhece a topografia da área de estudo, o modelador fica, de fato, refém dos resultados. Podendo o usuário, apenas, mudar as condições de contorno e da rugosidade de Manning para avaliar as consequências, de resto, é torcer pra que não haja nenhum erro na representação topográfica.

Contudo, em situações que se necessita determinação de manchas de inundação, como em: estudos de ruptura de barragem e regularização fundiária, os modeladores, conhecendo as incertezas, são cautelosos e tendem, sempre que possível, superestimar algumas variáveis, com objetivo de majorar a inundação.

Ressalta-se que, no modelo HEC RAS 1D, utiliza-se também o coeficiente de Manning como ferramenta de calibração; porém, além deste, no esquema unidimensional, pode-se utilizar um coeficiente de perda de energia localizado, relacionado a expansão e contração da calha do rio (coeficiente C da Equação 17), permitindo ao modelador variar este coeficiente ao longo dos trechos, servindo este também como um coeficiente de calibração. Mas, na realidade, a maior parte dos usuários desconhecem, ou simplesmente negligenciam, este coeficiente e realizam a calibração apenas através do coeficiente de Manning.

3 MATERIAS E MÉTODOS

Inicialmente, este trabalho se propunha a avaliação de três diferentes modelos hidrodinâmicos, a saber: HEC RAS, IBER e MODCEL. Buscando avaliar a aptidão de cada um, bem como a necessidade de informação inerente a cada abordagem da modelagem para duas áreas de estudos diferentes; para o rio Piabanha, uma região com o rio encaixado, com alta declividade; já a outra área de estudo, o rio das Ostras, uma região de baixada, com baixa declividade e influência de maré.

Porém, ao logo do desenvolvimento deste trabalho, não foi possível avaliar por completo a aptidão de cada modelo. Isto, se deu por diversas adversidades encontradas nos resultados dos modelos, que resultou em um número maior de simulações das previstas inicialmente, para refutar erros que poderiam ter sido empregados pelo modelador, e, a fim de explicar os resultados encontrados por este trabalho.

Portanto, foi necessário declinar de uma das áreas de estudo, sendo impossível a avaliação da aptidão de cada modelo, todavia os resultados encontrados por este trabalho aquecem a discussão e apontam para direções diferente da tendência atual da modelagem.

Como mencionado, a *priori*, esta dissertação utilizaria três modelos hidrodinâmicos. Para o HEC RAS seria utilizado a versão 5.0.3, versão que estava disponível no início do processo de modelagem, entretanto ao logo do desenvolvimento desta dissertação, foram lançadas duas novas versões do software, a 5.0.4 e a 5.0.5. A primeira versão possui mudanças profundas no método numérico de resolução das equações diferenciais, que aceleraram os resultados. Já a segunda versão lançada, apenas corrige um erro da versão anterior, quanto a forma de associar o coeficiente de rugosidade à uma superfície. Contudo, os resultados encontrados, sugerem que as mudanças no método numérico de resolução não alteraram apenas a velocidade de processamento, bem como alteram, profundamente os resultados.

A divergência dos resultados encontrados, acarretou na necessidade de mensurar as parcelas das equações de Saint Venant envolvidas no processo, e

para isso foi utilizado uma planilha Excel, onde se pode computar a grandeza de cada termo.

Admitindo apenas uma área de estudo, do rio Piabanha, um rio encaixado, localizado na serra do Mar com uma pequena planície de inundação, com declividade acentuada, com rápido tempo de resposta e suas margens parcialmente ocupadas pela população.

Se buscou avaliar a sensibilidade dos parâmetros de calibração de cada modelo, bem como a resposta a influência da topografia e também o papel do modelador.

No rio Piabanha, selecionou-se um estirão fluvial com extensão de 6 km, onde se possui levantamentos de seção transversal, levantamento fotogramétrico a partir de um voo com VANT, duas estações de monitoramento de nível d'água e precipitação e medições de descarga líquida.

De posse destas informações foi possível avaliar a sensibilidade do coeficiente de rugosidade de Manning ao se utilizar as informações de nível d'água e vazão existentes para o estirão estudado, ou seja, atribuindo-se a vazão no modelo se avaliará a resposta do nível d'água nas seções existentes de monitoramento, de tal forma que ao se alterar o valor do coeficiente de rugosidade resultara em mudança no nível d'água na seção. Conhecendo o nível d'água observado, se poderá indicar os modelos que são capazes de reproduzir o observado bem como para que faixa de rugosidade.

Quanto a sensibilidade do coeficiente de rugosidade, se espera que a sensibilidade a este não seja tão distinta entre os diferentes modelos, de tal forma que haja uma convergência dos resultados. Todavia, se espera uma diferença, uma vez que os modelos possuem abordagens distintas, equacionamentos distintos para representar o escoamento, e até a forma com que se atribui as informações topográficas.

Se espera que o coeficiente de rugosidade deva afetar diretamente o nível d'água nas seções de monitoramento, bem como o tempo necessário para que a água escoar por todo o modelo, ou seja, quanto maior o coeficiente de rugosidade, maior deve ser a resposta de nível d'água, e será necessário mais

tempo para que a água que partiu da seção inicial chegue a seção de saída do modelo.

Além disso, se pode esperar algum tipo de instabilidade no método numérico para alguns coeficientes de rugosidade adotados, especialmente para valores extremos, máximos ou mínimos.

Além do teste de sensibilidade, será realizado uma avaliação das representações topográficas utilizadas na modelagem, utilizando informações topográficas oriundas diretamente dos levantamentos de campo, e comparando-as com as informações oriundas do modelo digital de terreno, sendo este advindo de uma interpolação entre os dados do levantamento topográfico de seção transversal com os dados do levantamento fotogramétrico do VANT.

Quanto a representação topográfica, ora utilizando o modelo digital de terreno e ora utilizando as seções oriundas do serviço de campo. Se espera que não haja profundas diferenças nos resultados.

Outra possibilidade existente é de se utilizar distintas abordagens, ou seja, assumindo simplificações inerentes a cada modelo, como por exemplo: o HEC RAS na abordagem unidimensional, que permite representar o escoamento através da utilização de um balanço de energia, de forma muito simples; já na abordagem bidimensional, permite a utilização do modelo simplificado da equação dinâmica de Saint Venant à equação de onda difusiva, e o mesmo HEC RAS, permite a utilização do equacionamento por Saint Venant. Por tanto há uma gama de variedades de se abordar o problema.

O que se espera dos distintos equacionamentos, é que não haja profunda diferença entre eles, uma vez que essa é a teoria por trás das simplificações. Se simplificou, pois não há grandes prejuízos aos resultados. Se espera que os modelos que utilizam a equação dinâmica de Saint Venant sejam mais fidedignos ao observado, em comparação as demais simplificações existentes.

No entanto, como será mostrado posteriormente, as premissas assumidas neste item não se confirmaram, os resultados foram bastante divergentes, sendo necessário novas simulações com a versão mais recente do software HEC RAS 5.0.5.

Aproveitado desta necessidade, foi possível realizar um teste que não havia sido idealizado inicialmente. Apenas para o modelo HEC RAS, abordagem bidimensional e equacionamento da onda difusiva, se avaliou o impacto do tamanho da malha de cálculo, para a primeira leva de simulações se utilizou 2 m como largura da malha, enquanto para a segunda leva de simulações se utilizou 1 m como a largura da malha de cálculo.

Nos próximos itens serão descritos aspectos particulares da área de estudo bem como a descrição da implementação construída para cada modelo hidrodinâmico.

3.1 ÁREA DE ESTUDO

O rio Piabanha já foi estudado por diversos autores, (Kling (2005), Gonçalves (2008), Lou (2010), Paula (2011) E Silva (2013)). Por esse motivo e pela disponibilidade de informações hidrométricas, topográficas do rio em questão, pela característica de calha encaixada e com histórico de inundação, este rio foi escolhido como área de estudo.

Especificamente, o presente trabalho utilizará um trecho do rio Piabanha que compreende as localidades de Corrêas e Nogueira, onde são recorrentes eventos de inundação, e, por possuir informações que permitem o estudo em questão. Tais informações são oriundas do projeto “Desenvolvimento de um sistema de prognóstico por conjunto de chuvas extremas e sua aplicação em ações de prevenção a desastres naturais” (SPPD), que tem financiamento do CNPq, com a participação de diferentes instituições: Instituto Estadual do ambiente (INEA), Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (INPE), Instituto Mineiro de Gestão de Águas (IGAM), Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (CEMADEN), Universidade Federal de Itajubá (UNIFEI), Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro (UENF) e Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ). O projeto visa desenvolver o protótipo de um sistema de predição hidrometeorológico, que permita identificar com antecedência a possibilidade de precipitações que provoquem inundações.

Através deste projeto, foi possível realizar levantamento topográfico, mapeamento com um veículo aéreo não tripulado (VANT), campanhas de medição de vazão e instalação de estações de monitoramento hidrométrico.

3.1.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS

O rio Piabanha nasce na Serra do Mar, em Petrópolis, percorrendo, já em seus primeiros quilômetros de curso, a maior cidade da Região Serrana. Deságua no rio Paraíba do Sul no município de Três Rios, depois de um percurso de oitenta quilômetros, e seu principal afluente é o rio Preto. A bacia do rio Piabanha é uma das menores sub bacias do rio Paraíba do Sul, constituindo a Região Hidrográfica Piabanha (RH IV). A localização da bacia do rio Piabanha é mostrada na Figura 23.

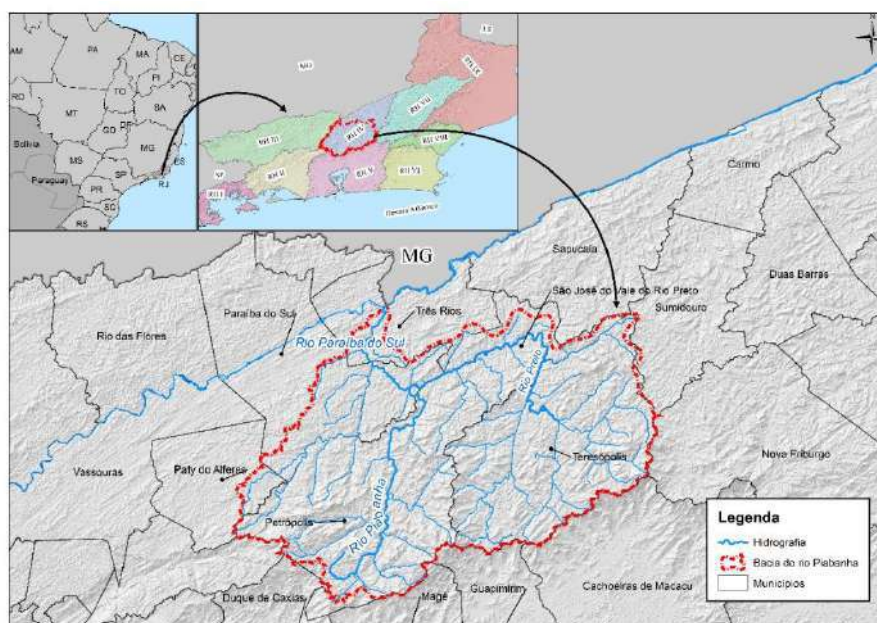


Figura 23 – Mapa de localização da Bacia do rio Piabanha no Estado do Rio de Janeiro. Fonte: Autor

A bacia do rio Piabanha é composta por quatro municípios do Estado do Rio de Janeiro, Areal, Petrópolis, Teresópolis e São José do Vale do Rio Preto, totalizando uma área total superior a 2.000 km², onde vivem cerca de 360 mil pessoas.

A bacia apresenta relevo montanhoso, muito acidentado, de modo geral, no curso médio e superior da bacia é composta de afloramentos rochosos que ultrapassam os 2.000 m de altitudes. As fortes restrições à ocupação dadas pelo relevo são a principal razão do nível de cobertura florestal natural da bacia do Piabanha (mais de 30%). Apesar da expressiva cobertura florestal, as condições de relevo e solos e a elevada pluviosidade resultam em alta vulnerabilidade à erosão, na maior parte da bacia do Piabanha (LOU, 2010).

A ocupação populacional remonta ao período colonial do início do século XIX. Os principais núcleos urbanos, Petrópolis e Teresópolis, instalaram-se em regiões intermontanas, em fundo de vales nos exíguos terraços fluviais, por vezes atingindo as encostas íngremes, expandindo-se pelos vales dos rios Piabanha e Preto, respectivamente.

O nível de ocupação e a intensidade de uso das terras e das águas da bacia do rio Piabanha situam-na entre as sub bacias do Paraíba do Sul de alta prioridade para a realização de ações de proteção e recuperação de florestas, solos e águas, sendo recomendadas medidas rigorosas de restrição de uso, especialmente no curso superior do rio Piabanha

Para o presente estudo, selecionou-se o trecho do rio Piabanha que compreende os bairros de Corrêas e Nogueira, em região que possui histórico de inundações.

A área de drenagem do trecho de estudo é de cerca de 160 km². O trecho estudado possui uma extensão total de aproximadamente 6 km. Neste trecho, o rio Piabanha possui como principal afluente o rio Poço do Ferreira pela margem direita. O trecho de estudo termina imediatamente na confluência do rio Araras com o rio Piabanha como ilustrado na Figura 24.

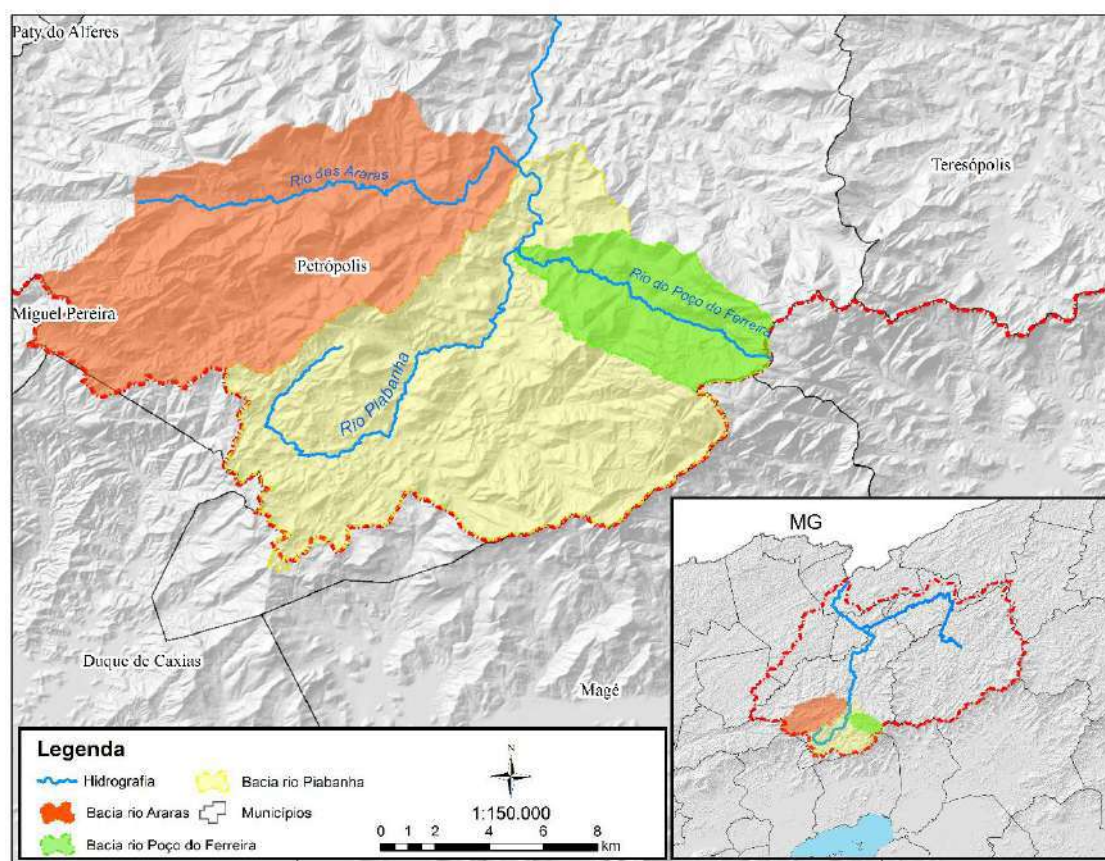


Figura 24 – Porção da Bacia do rio Piabanha do estudo de caso, em destaque as bacias dos rios Araras e Poço do Ferreira. Fonte: Autor

Na Figura 24, na coloração alaranjada, a bacia do rio Araras afluente pela margem esquerda do rio Piabanha, com área de drenagem de cerca de 101 km² se destaca pela preservação, apresentando a maior parte da bacia uma cobertura vegetal. Na coloração verde, se destaca a bacia do rio Poço do Ferreira, com cerca de 30 km² de área de drenagem. Sua confluência com o rio Piabanha se dá no bairro de Corrêas, próximo a uma praça que possui diversos relatos de inundações.

Assim, a bacia que será considerada no presente estudo é o somatório da bacia do rio Piabanha (amarelo) e a bacia do rio Poço do Ferreira (verde), totalizando os 160 km² mencionados anteriormente.

O estirão propriamente estudado, onde se possui levantamento de seção transversal, modelo digital de elevação e informações hidrométricas é apresentado na Figura 25.



Figura 25 – Trecho de estudo do rio Piabanha com imagens da enchente ocorrida em março de 2013. Fonte: Autor.

Na Figura 25, em vermelho, destaca o trecho que propriamente será modelado, iniciando nas coordenadas geográficas 22°27'23.22"S e 43° 8'34.54"O e terminando nas coordenadas geográficas 22°24'49.96"S e 43° 8'22.82"O. No estirão da Figura 25 ainda é possível visualizar as estações de monitoramento instaladas no trecho de estudo.

Na Figura 25, todas as imagens de inundação são do evento de março de 2013, estas fotografias buscam ilustrar o leitor quanto aos problemas de inundação que existem no trecho de estudo, identificando cada imagem em sua posição aproximada no mapa. Como mostrado, o local com mais registros de inundação é na região de Corrêas

3.1.2 LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO

No âmbito do projeto CNPq, foi contratado o serviço de levantamento topobatimétrico do rio Piabanha e a execução de voo com um veículo área não tripulado (VANT), com objetivo de se gerar um modelo digital de elevação e ortofotos para subsidiar o projeto e a modelagem hidrodinâmica.

Tanto o sobrevoo do VANT como o levantamento de seção transversal foram realizados no final de agosto de 2016. O levantamento topográfico propriamente dito foi realizado através do auxílio de nível geométrico, estação total e com auxílio de um GPS RTK para transporte de referências de nível. Foi realizado o levantamento de 54 seções topobatimétricas no estirão do rio Piabanha e na confluência com os afluentes Poço do Ferreira e rio Araras.

O método de coleta com GPS RTK foi realizado utilizando apenas o caminhar no alinhamento da seção orientado por corda e fita métrica. Foram empregues dois métodos distintos para coleta dos pontos, GPS RTK e Estação Total. Onde a recepção do sinal de satélite não permitia a coleta de dado via RTK, foi adotada o uso da estação total.

O método de coleta com estação total utilizou o modelo de poligonal enquadrada, onde se realiza o levantamento partindo de dois pontos coordenadas conhecidas (GPS com RN) e terminando em dois pontos com coordenadas conhecidas (GPS com RN).

A localização das seções transversais é apresentada a Figura 26.

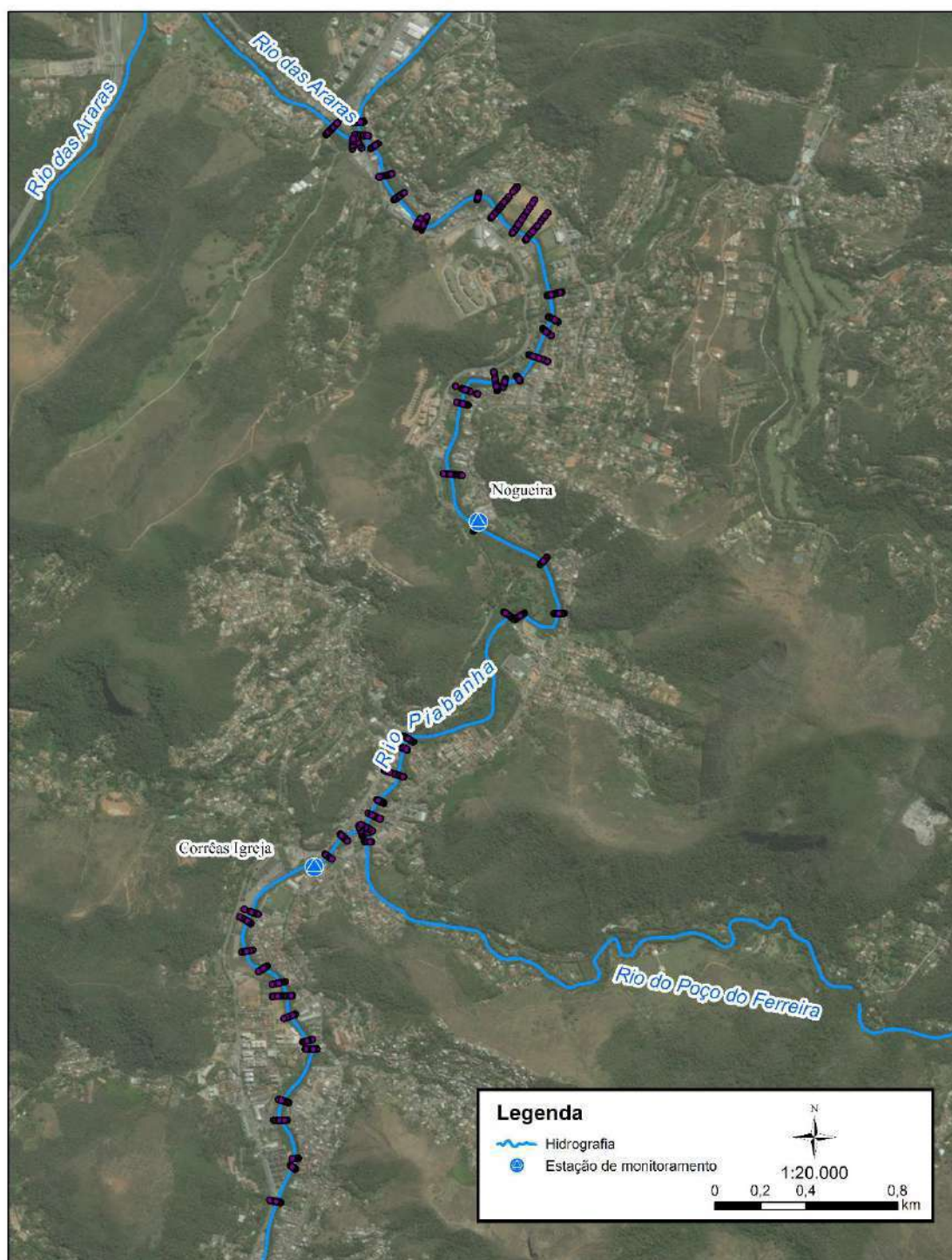


Figura 26 – Localização das seções transversais ao longo do rio Piabanha. Fonte: Autor

Existe um trecho de cerca de 900 m, em que não foi possível realizar o levantamento de seção transversal pela dificuldade de acesso, uma vez que as margens possuíam vegetação muito densa, que impediu o acesso ao local. Ao visitar o local, em campo, pode-se verificar que o trecho sem levantamento topográfico é um potencial local de amortecimento. O local possui uma área

ainda vegetada, sem a presença antrópica, o que reforça a ideia de região inundável.

O perfil longitudinal do rio Piabanha é apresentado na Figura 27. O perfil foi construído, tomando como referência a menor cota de cada seção transversal e foram interligadas através de uma interpolação linear. Além do perfil, na Figura 27, também foram alocadas as seções das estações de monitoramento Corrêas Igreja e Nogueira.

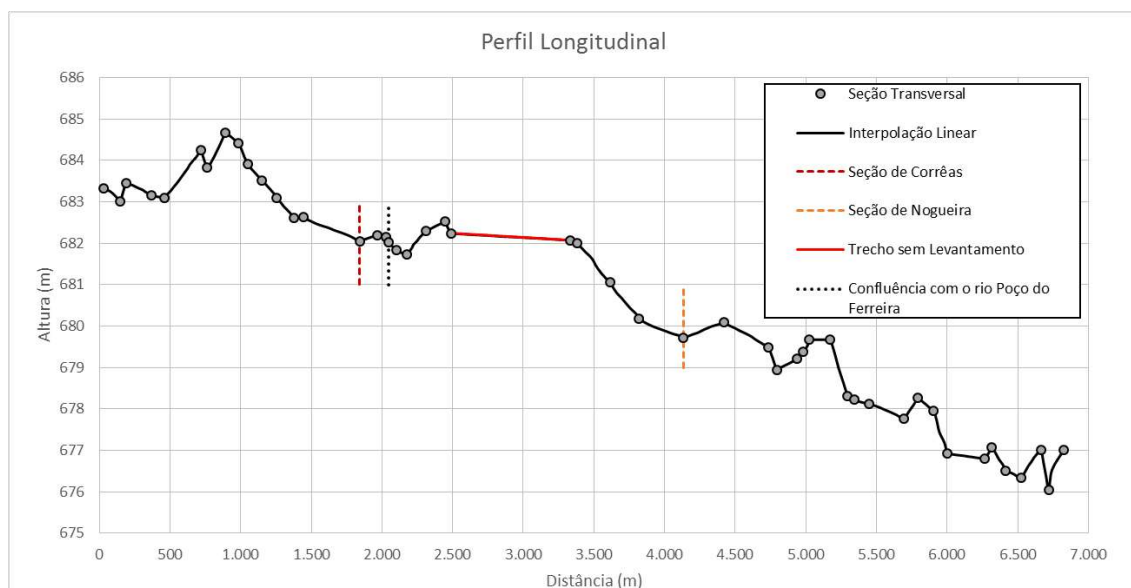


Figura 27 – Perfil longitudinal do rio Piabanha no trecho de estudo.

O perfil longitudinal, na Figura 27, apresenta variações bruscas de declividade do leito do rio Piabanha. Além disso, ressalta-se que as seções de monitoramento estão consideravelmente distantes do início e do fim do levantamento topográfico.

Isto é relevante no que tange a modelagem hidrodinâmica, se pode presumir que as condições de contorno, tanto de entrada, quanto de saída, não devem afetar os resultados nas estações de monitoramento.

Além do levantamento de seção transversal, foi necessário realizar o levantamento das referências de nível (RN) das estações de monitoramento instaladas no trecho do rio. Este levantamento é muito importante, pois, ele permite o cruzamento da informação do nível d'água nas seções das estações com os níveis d'água simulados no modelo hidrodinâmico. Este levantamento se

deu de forma semelhante às demais seções transversais, com auxílio do GPS RTK.

Com o objetivo de se gerar ortofotos e um MDT da área de estudo, foi realizado um voo com um VANT. O equipamento utilizado foi *3DR IRIS*, um quadricóptero com função automática de voo, acoplado com uma câmera RGB, que permite a obtenção de imagens aéreas obliquas, mosaicos georreferenciados, ortorretificadas, permitindo gerar modelos digitais de superfície e de terreno.

Para a realização do voo foram alocados 15 pontos de controle no terreno no estirão do rio Piabanha, mapeando o total de 2,9 km² gerando o total de 1625 fotografias aéreas.

Após o mapeamento é necessário processar os dados capturados e georreferenciar as imagens. Esta etapa foi realizada com auxílio do software *pix4dmapper*, que identifica a posição e as coordenadas da aeronave e o centro da imagem que, ao cruzar com os pontos de controle, permite gerar um mosaico georreferenciado das imagens aéreas. Após este processo, as imagens aéreas possuem, em média, 5,91 cm de resolução e com o erro da raiz quadrada de média de 2,8 cm (IGNEA GEOLOGIA & MEIO AMBIENTE, 2016).

A partir das imagens georreferenciadas é possível extrair um conjunto elevado de pontos, que constitui a representação superficial do terreno mapeado, incluindo construções, árvores, veículos, etc., tudo que pode ser captado pela resolução da câmera, gerando um modelo digital de superfície (MDS). Através da classificação desse MDS, extrai-se o modelo digital de terreno (MDT). A seguir a Figura 28 ilustra a nuvem de pontos do voo realizado no rio Piabanha.



Figura 28 – Nuvem de pontos oriundo do levantamento com o VANT no rio Piabanha. Fonte: IGNEA Geologia & Meio ambiente, (2016).

Ao classificar esta nuvem de pontos, identifica-se o que é terreno e o que superfície de forma subjetiva e com auxílio de classificadores automáticos incorporados ao software *pix4dmapper*. Neste processo, é gerado uma malha de triângulos irregulares (TIN) a partir dos pontos confiáveis distribuídos no terreno, com o objetivo de auxiliar na remoção de pontos que não pertençam ao terreno, ou seja, pontos que estejam acima do terreno como ilustrado na Figura 29.



Figura 29 – Classificação da nuvem de pontos para se obter o modelo digital de terreno. Fonte: IGNEA Geologia & Meio ambiente, (2016)

A partir da classificação é realizado uma interpolação para se preencher os vazios oriundos da própria identificação dos pontos e, então, se obtém o modelo digital de terreno.

Especificamente por se tratar de um modelo digital de terreno que seria acoplado a um modelo hidrodinâmico, foi utilizada uma classificação para

identificar as edificações sobre o terreno e, com essa classificação, foram gerados blocos que, posteriormente, foram inseridas sobre o MDT. Estes blocos têm como objetivo aproximar o MDT da realidade, criando uma barreira ao escoamento, o que ocorre na região adjacente ao trecho estudado.

A Figura 30 expõe o resultado final do modelo digital de terreno, já com a inserção dos blocos de edificações, e da ortofoto gerada pelo sobrevoo com o VANT.

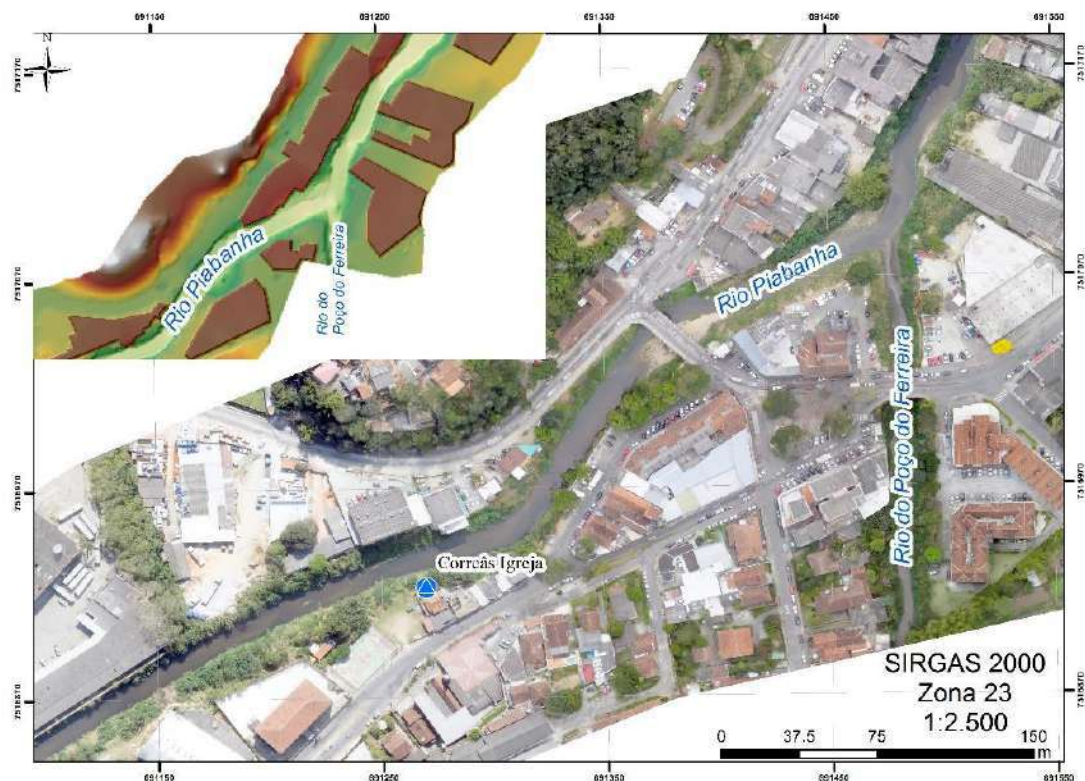


Figura 30 – Ortofoto e modelo digital de terreno do bairro de Corrêas em Petrópolis. Fonte: Autor.

Na Figura 30 se destaca a confluência do rio Poço do Ferreira com o rio Piabanha, próximo à praça de Corrêas, e ainda é importante destacar a estação de monitoramento hidrométrico de Corrêas Igreja instalada na margem esquerda do rio.

Após a inserção destes blocos sobre o modelo, só seria necessário inserir as informações batimétricas levantadas no rio Piabanha. Como o levantamento batimétrico se deu através de pontos é necessário gerar uma superfície de fundo e então inserir a representação de terreno. Como esta etapa não foi simples de executar e envolveu decisões pessoais, ou seja, decisões tomadas pelo modelador, a discussão sobre este tema será retomada em outro item a seguir.

3.1.3 REGIME HIDROLÓGICO

Segundo Lou (2010), a localização da bacia em região tropical e a proximidade do oceano não explicam por si só a elevada precipitação na região. Outros fatores contribuem com alta pluviosidade, como: mecanismos dinâmicos de massas de ar polares e oceânicas, linhas de instabilidade e fatores orográficos proporcionados pela orientação SO/NE da Serra do Mar.

A orientação da topografia da Serra do Mar expõe a região ao fluxo de ar frio, oriundo do polo sul, sobre as águas quentes oceânicas. Os fatores dinâmicos e estáticos determinam, para a bacia, o clima tropical de altitude, com altos índices pluviométricos e temperaturas médias a baixas.

Nas encostas íngremes, a pluviosidade média anual ultrapassa os 2.500 mm, como nas cidades de Petrópolis e Teresópolis. Nas proximidades dos municípios de Areal e São José do Rio Preto, a média pluviométrica decresce abruptamente para a média de 1.300 mm.

Para caracterizar o regime hidrológico do trecho de estudo, selecionou-se a estação Pedro do Rio, pois esta estação possui longa série histórica e ainda está em operação até o presente momento.

A estação está localizada cerca de 13 km em direção à jusante do trecho do rio Piabanha efetivamente utilizado na modelagem. Porém, diferentemente do estirão utilizado na modelagem, o posto Pedro do Rio já contabiliza as contribuições do rio Araras e do rio Santo Antônio, com a área de drenagem de 435 km². Assim, as informações hidrológicas da estação serão apresentadas ao longo do texto.

A distribuição das precipitações médias mensais na bacia do rio Piabanha ao longo do ano está representada no gráfico na Figura 31.

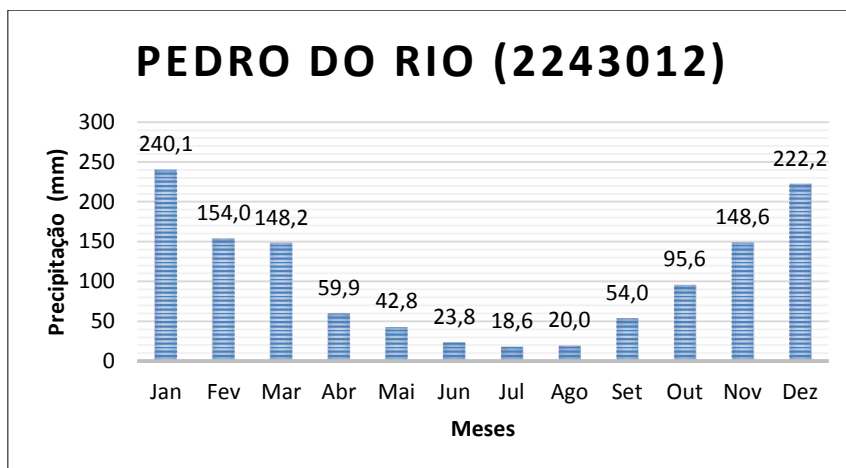


Figura 31 – Gráfico da média dos totais precipitados ao longo dos meses. Fonte: Autor

Para elaboração do gráfico da Figura 31, foram utilizados os dados disponíveis na plataforma Hidroweb, considerando os registros de precipitação de 1938 até 2017.

O regime de vazões na bacia do rio Piabanha é semelhante ao da bacia do rio Paraíba do Sul, com as maiores vazões ocorrendo de dezembro a março e as mínimas de julho a setembro, como pode ser verificado no hidrograma de vazões médias mensais (Figura 32) no posto Pedro do Rio (58405000), com área de drenagem de 435 km².

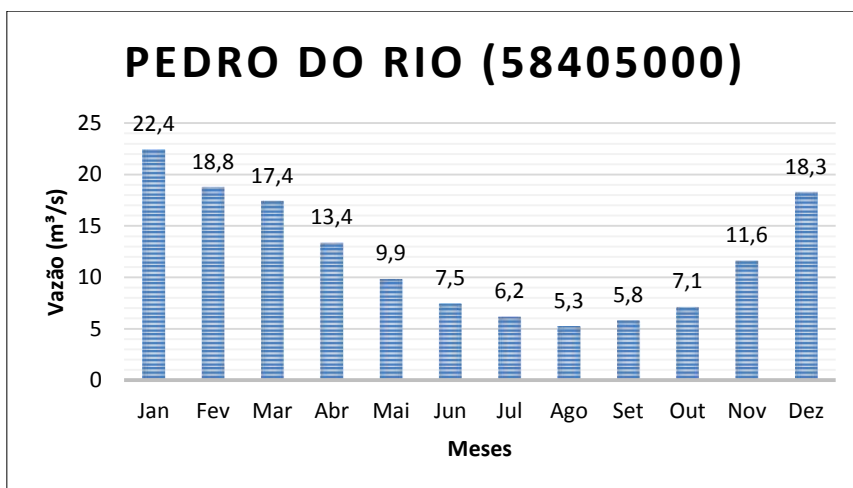


Figura 32 – Gráfico de vazões médias mensais do rio Piabanha na estação Pedro do Rio. Fonte: Autor

As vazões médias foram calculadas com os dados disponíveis na plataforma Hidroweb, da Agência Nacional de Águas (ANA), sendo utilizados os dados de 1931 a 2017.

Além das vazões médias, foi possível calcular outras vazões de referências, como a vazão média de longo termo de 12,1 m³/s a vazão de permanência de 95%, de 3,21 m³/s.

Analisando a série histórica da estação Pedro do Rio, se observa que os maiores registros de vazão foram em janeiro de 1966, em abril de 1957 e em março de 2013 com vazões de 214 m³/s, 177 m³/s e 176 m³/s, respectivamente.

3.1.4 HISTÓRICO DE INUNDAÇÕES

Eventos de inundações no município de Petrópolis não são raros e, por isso, a maior parte das estações de monitoramento do sistema de alerta de cheias do Inea se concentra na cabeceira do rio Piabanha, na região do centro histórico da cidade. Em alguns rios da cidade, como o Quitandinha, o transbordamento de sua calha na rua Coronel Veiga é frequente e ocorre ao menos uma vez em quase todo verão.

O noticiário de eventos de inundações na cidade remota ao século passado como ilustrado na Figura 33, uma cópia da página do jornal Gazeta de Petrópolis, de 5 de janeiro de 1895.



Figura 33 – Cópia do jornal Gazeta de Petrópolis de 5 de janeiro de 1895, contendo a notícia de um evento de inundação na cidade de Petrópolis. Fonte: <http://ahistoriadepetropolis.blogspot.com.br/2013/07/a-enchente-de-1895-em-petropolis.html> acessado em dezembro de 2017.

O jornal trazia, no corpo do texto, a notícia de que um temporal tinha atingido a cidade, no dia 01 de janeiro de 1895, “produzindo a maior inundação que os moradores mais velhos tinham conhecimento, causando prejuízos econômicos à cidade, ao carregar algumas pontes e até ocasionando um óbito”.

O município é historicamente afetado por inundações. Mais recentemente, em fevereiro de 1987, uma enchente atingiu o município ocasionando o óbito de 171 pessoas, sendo decretado estado de calamidade pública no dia 22. Em 1988, novamente, uma enchente levou ao menos 134 mortos no município. (LOU 2010).

Segundo AGEVAP (2014), de 1991 a 2010, foram registrados, ao menos 21 eventos de inundação no rio Piabanha, sendo os principais eventos nos anos de 1999, 2000, 2003 e 2008.

Na madrugada do dia 11 para 12 de janeiro de 2011, intensas precipitações atingiram a região serrana do estado, provocando inundações e deslizamentos de terra, sendo este noticiado posteriormente como o maior desastre natural do Brasil. Levando a obtido 905 pessoas em toda a região serrana. Foi registrado, na ocasião, a precipitação de 273,80 mm e 245,20 mm, em 24 horas nas estações Ypu e Olaria, respectivamente, ambas localizadas no município de Nova Friburgo.

Em março de 2013, nos dias 17 e 18, um outro evento intenso de precipitação atingiu o município de Petrópolis, sendo registradas, em 24 horas, a precipitações de 407,25 mm, 408,25 mm, e 318,75 mm, nas estações de Morin, Coronel Veiga e Alto da Serra, respectivamente. Este evento intenso foi localizado na cabeceira do rio Piabanha e ocasionou deslizamentos e inundações, levando a 33 óbitos no município de Petrópolis (OTTERO, CHARGEL, & Hora, 2018).

O evento de 2013 se destaca dos demais pela seguinte razão; há registro do nível d'água e precipitação, de fotografias e até de vídeos do evento para o trecho escolhido como estudo de caso. As Imagens (Figura 34, Figura 35 e Figura 36) retratam o evento do dia 17 e 18 de março de 2013, no trecho de estudo.



Figura 34 – Ponte sobre o rio Piabanha, próximo ao bairro de Corrêas em março de 2013. Fonte: <https://www.youtube.com/watch?v=hwWBdpuNI7E>, acessado em dezembro de 2013.



Figura 35 – Ponte sobre o rio Piabanha no bairro de Corrêas em Petrópolis em março de 2013. Fonte: <http://canalpetropolis.com.br/2016/01/chuva-diminui-e-populacao-comeca-a-contabilizar-os-prejuizos/>, acessado em dezembro de 2017.



Figura 36 – Inundação do rio Piabanha no bairro de Nogueira em Petrópolis em março de 2013. Fonte: <https://oglobo.globo.com/rio/eu-reporter-veja-imagens-do-temporal-na-regiao-serrana-7867517#>, acessado em dezembro de 2017

As inundações no trecho de estudo são recorrentes e a população local busca maneiras de se adaptar. O comércio localizado na praça de Corrêas

instalou comportas nas portas dos estabelecimentos com o objetivo de impedir a entrada da água e assim minimizar o impacto dos transbordamentos do rio Piabanha, como mostrado na Figura 37.



Figura 37 – Comportas nos estabelecimentos comerciais em Corrêas. Fonte: Google Street View.

Na Figura 37 as setas na coloração vermelha indicam as estruturas laterais das comportas fixadas nas paredes e, durante o evento de inundação é fixada uma placa metálica, que impede a entrada da água nos estabelecimentos.

Além deste tipo de adaptação, o município de Petrópolis possui sirenes de alertas e estações de monitoramento, que auxiliam as autoridades em eventos de inundação.

3.1.5 MONITORAMENTO HIDROMETEOROLÓGICO

A região hidrográfica do Piabanha (RH IV) possui diversas estações de monitoramento, sendo operadas pela Agência Nacional de Águas, pelo Instituto Estadual do Ambiente, pelo Centro de Monitoramento de Alertas e Desastres Naturais e por outras entidades. A maior parcela das estações do Sistema de Alertas de Cheias do Inea se concentra na cabeceira do rio Piabanha, em Petrópolis, onde a alta declividade, a impermeabilização do solo e o volume precipitado favorecem os eventos de inundação.

Segundo a AGEVAP (2014), há pelo menos 42 estações em operação na Bacia do Piabanha. As estações do Sistema de Alerta de Cheias e da Rede Básica do Inea e as estações operadas ou conveniadas à ANA são apresentadas a seguir na Figura 38.

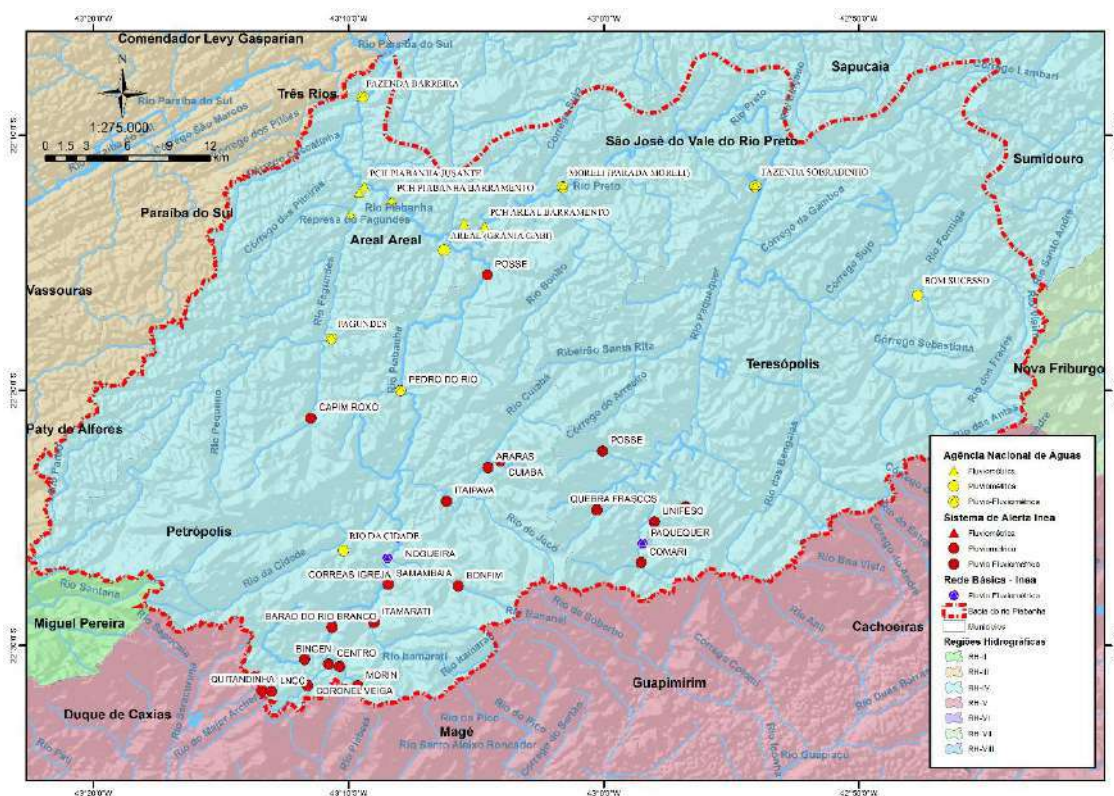


Figura 38 – Distribuição das estações de monitoramento do Inea e da ANA/ENEEL instaladas na bacia do rio Piabanha. Fonte: Autor.

Como Ilustrado na Figura 38, a maior parcela das estações de monitoramento é do Sistema de Alerta de Cheias do Inea, sendo as estações pluviométricas aquelas com maior concentração na cabeceira do rio Piabanha. A maior parte das estações fluviométricas pertencem ou são conveniadas à ANA, sendo a maior parte delas relacionadas ao setor elétrico.

No entanto, o trecho de estudo não possuía o monitoramento ou este não era realizado de forma contínua. Assim, no âmbito do projeto do CNPq, foram adquiridas duas estações pluvio-fluviométrica, com transmissão via satélite (GOES) e que foram instaladas no estirão do rio Piabanha, uma na localidade de Corrêas e a outra próxima à Nogueira.

A estação tem o objetivo de monitorar o nível d'água no rio e a precipitação. Para isso, o equipamento conta com um sensor de pressão que fica submerso no rio e também possui um pluviômetro de caçamba.

Os dados são armazenados num intervalo de 15 minutos e transmitidos, via satélite, em um intervalo de 1 hora. A seguir serão apresentados mais detalhes das estações de monitoramento.

3.1.5.1 ESTAÇÃO CORREAS IGREJA

A estação nomeada Corrêas Igreja está instalada nas coordenadas geográficas 22°26'36.2" S e 43°08'29.2" O, possui área de drenagem de 118 km², foi instalada em junho de 2016, em um trecho do rio Piabanha em que costuma ocorrer transbordamento.

A estação está instalada em um trecho em que o rio Piabanha segue encaixado. A montante da estação o rio segue confinado por uma parede de mais de 7 metros pela margem esquerda. A margem direita é levemente mais baixa, mas, em sua maioria, ambas as margens seguem ocupadas. Na seção de medição há vestígios de um muro que foi carregado por uma enchente anterior. A estação está localizada a montante da ponte de Corrêas, próxima a uma igreja católica, na propriedade de um voluntário. A Figura 39 ilustra a estação.



(a)



(b)

Figura 39 – (a) Vista geral da plataforma de coleta de dados. (b) Vista da seção de régua na estação Corrêas Igreja. Fonte: Acervo Inea.

O posto de monitoramento conta com três lances de régua, sendo alguns destes com mais de um metro de comprimento, variando de 0 até 4 metros, sendo este já muito próximo a cota de transbordamento na margem direita na seção da estação.

A estação conta também com duas referências de nível, com cotas arbitrárias, ou seja, sem referência ao sistema geodésico brasileiro. No momento da instalação das estações, o hidrometrista realiza um levantamento batimétrico, com objetivo de conhecer o ponto mais baixo do leito do rio na seção de

monitoramento, e assim, define-se o zero da régua. São usualmente instalados dois marcos de concreto para referenciar o zero da régua.

Uma referência é instalada mais próximo aos lances de régua e outro mais afastado na parte mais alta do terreno, evitando assim que se perca a referência em uma eventual enchente maior.

Assim, no momento que foi realizado o levantamento topográfico para a construção do MDE, foram levantadas as referências de nível da estação e assim foram estabelecidas cotas altimétricas referenciadas ao sistema geodésico brasileiro, que aqui será adotado como cota IBGE, uma menção ao Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, instituição oficial responsável pelo sistema geodésico do país. Assim as referências de nível da estação bem como suas cotas altimetrias são apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2 – Referência de nível da estação Corrêas Igreja no rio Piabanha.

Referência de Nível	Cota Arbitrária (m)	Cota IBGE (m)
RN1	5,053	687,65
RN2	4,407	686,97

Notoriamente existe um equívoco no valor de cota IBGE atribuído as referências de nível da estação. Ao comparar a diferença entre as cotas arbitrárias com a diferença das cotas referenciadas ao IBGE, se identifica uma imprecisão de 3,4 cm.

Claramente existe um erro, uma vez que a diferença entre a RN1 e a RN2 deveriam ser mantidas, sendo este erro oriundo do método utilizado no levantamento GPS RTK, uma vez que o autor realizou uma visita à estação e com auxílio de um nível geométrico confirmou a diferença de cota arbitrária entre as RNs.

Para corrigir o valor de cota do IBGE seria necessário um novo levantamento com técnicas mais precisas de levantamento, porém, não foi realizado.

A seguir na Figura 40 é apresentado o levantamento de seção transversal realizado na seção da estação, no momento da instalação do monitoramento no local.

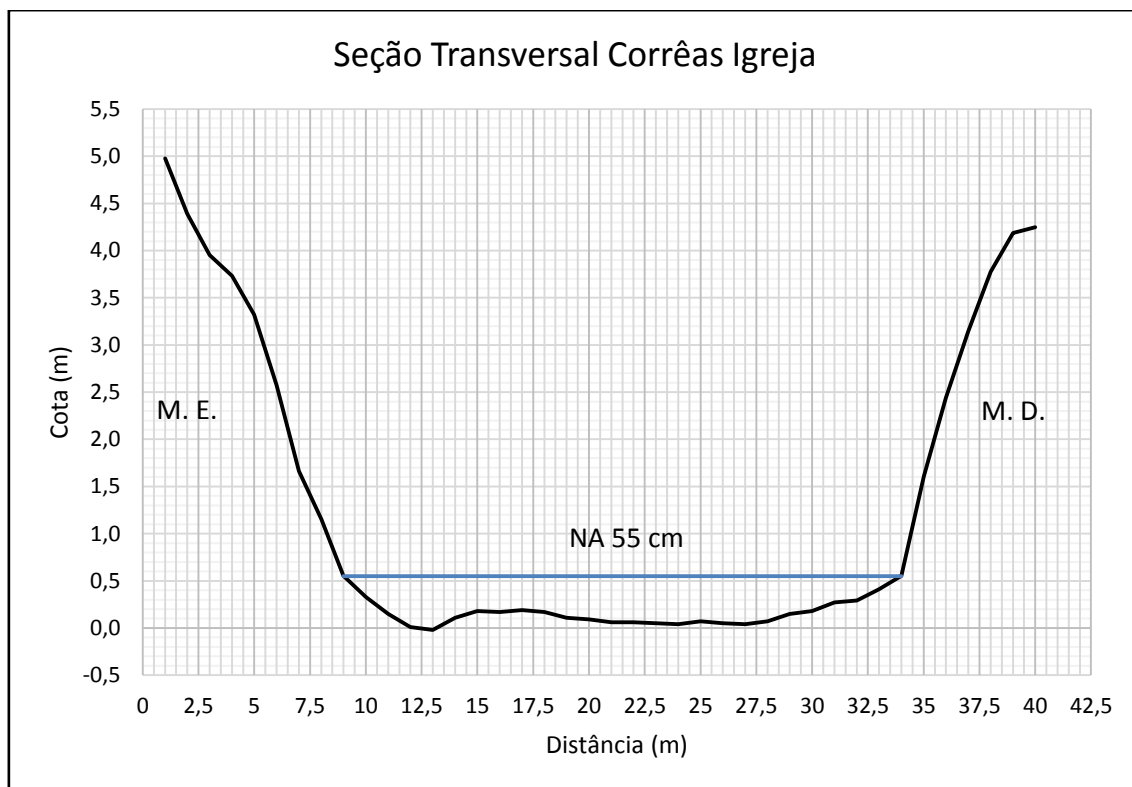


Figura 40 – Levantamento de Seção transversal da estação Corrêas Igreja realizado em 29/07/2016. Fonte: Autor.

Na ocasião do levantamento de seção, o nível d'água registrado na régua era de 55 cm. O transbordamento da calha nesta seção se dá na cota 4,24 na margem direita enquanto 4,97 na margem esquerda. Os valores de cotas do levantamento de seção transversal são referentes ao valor estabelecido como o zero da régua da estação, ou seja, o valor de cota igual a zero, corresponde ao zero na leitura de régua.

Além do monitoramento de nível d'água e de chuva, são realizadas também na estação medições de vazão com o objetivo de se estabelecer uma curva chave. No total, foram realizadas cinco medições de vazão, sendo elas apresentadas na Tabela 3. Todas as medições foram realizadas com o molinete hidrométrico

Tabela 3 – Medições de vazão realizadas no período de 2016 a 2017 na estação Corrêas Igreja.

Data	Hora		Nº de verticais	Leitura de Régua (m)	Vazão (m³/s)	Área molhada (m²)	Largura (m)	Velocidade média (m/s)
	Inicial	Final						
01/11/2016	14:20	14:50	25	0,48	1,10	4,59	11,7	0,241
25/11/2016	12:45	13:25	26	0,7	3,29	8,08	11,9	0,408
15/12/2016	17:10	18:00	22	2,13 ²	28,98	30,48	25,2	0,951
03/03/2017	15:15	15:38	26	0,72	3,15	7,52	12,2	0,419
20/03/2017	08:00	09:40	25	2,06 ³	26,94	28,46	23,9	0,947

Dentre as medições é possível destacar dois eventos, o do dia 15 de dezembro de 2016 e o do dia 20 de março de 2017. Nos dois eventos os níveis d'água foram os maiores registrado pela estação no período de monitoramento 2016 – 2017. No primeiro, a onda cheia atingiu o nível d'água de quase 5 m, neste evento não há relatos de transbordamento de calha e há registros fotográficos da enchente e, na ocasião, um lance de régua da estação acabou sendo levado. Já no segundo evento, a onda de cheia atingiu o nível d'água da 3,75 m. A Figura 41 registra a medição de vazão realizada em dezembro de 2016.

² O valor de leitura de régua corresponde à média dos valores registrados no início e no fim da medição de vazão, respectivamente as leituras de régua foram 220 cm e 205 cm.

³ O valor de leitura de régua foi estimado através do sensor de pressão da estação fluviométrica, uma vez que o lance de régua foi levado pela enchente.



(a)



(b)

Figura 41 – a) Início da medição de vazão do evento do dia 15/12/2016. b) Registro fotográfico dos momentos final da medição de vazão do dia 15/12/2016. Fonte: Acervo Inea.

Na ocasião do evento, de 15 de dezembro de 2016, foi possível notar, na fotografia da Figura 41, que o nível d'água no rio Piabanha foi muito próximo do tabuleiro da ponte, o que remete ao evento de março de 2013, quando as águas do rio superaram o tabuleiro da mesma.

Cabe ressaltar, que a medição não ocorreu no pico da onda de cheia, portanto a medição, não retrata a vazão máxima do evento. O registro do nível d'água na estação de Corrêas Igreja para o evento do dia 15 de dezembro de 2016 é apresentado na Figura 42.



Figura 42 – Limnigrama do evento do dia 15/12/2016 na estação Corrêas Igreja. Fonte: Autor.

Importante ressaltar que em ambos os eventos a medição de vazão não ocorreu na seção da estação, pois as condições do rio Piabanha traziam risco a equipe de hidrometria, por tanto as medições foram realizadas de cima da ponte de Corrêas imediatamente à jusante da estação.

3.1.5.2 ESTAÇÃO NOGUEIRA

Semelhante a estação de Corrêas, a estação de Nogueira foi obtida no âmbito do projeto do CNPq e têm o objetivo de coletar informações a respeito do rio Piabanha no trecho de Nogueira.

A estação está instalada na margem direita do rio, nas coordenadas geográficas 22°25'46.7" S e 43°08'05.2" O, possuindo área de drenagem de 151 km². Esta estação já computa as águas do rio Poço do Ferreira, principal afluente do rio Piabanha no trecho de estudo.

No trecho onde foi instalada a estação, o rio Piabanha possui as margens mais vegetadas, com menor ocupação, sendo mais altas em comparação com as margens no trecho da estação de Corrêas Igreja.

O posto de monitoramento se encontra nos fundos de uma fábrica de manilhas, no terreno de uma voluntária. A estação é semelhante a outra, possuindo um sensor de nível d'água e um pluviômetro. O monitoramento foi instalado imediatamente a jusante da localidade de Nogueira e visa monitorar e conhecer a dinâmica fluvial que atinge a região. As fotografias na Figura 43 demonstram a seção de monitoramento do rio Piabanha, na estação Nogueira.



(a)



(b)

Figura 43 – a) Seção de monitoramento da estação Nogueira. b) Seção de réguas na estação Nogueira. Fonte: Acervo Inea.

A estação conta com 3 lances de régua, contabilizando o total de 3 metros. A estação conta também com duas referências de nível instaladas na margem direita do rio. De forma análoga ao realizado na estação de montante, no momento em que era realizado o levantamento topográfico, foi solicitado que realizassem o georeferenciamento a cota IBGE as RNs da estação. Assim, a seguir na Tabela 4 são apresentadas as cotas arbitrárias e as cotas referenciadas ao sistema geodésico brasileiro.

Tabela 4 – Referências de nível da estação Nogueira em Petrópolis.

Referência de Nível	Cota Arbitrária (m)	Cota IBGE (m)
RN1	8,115	687,50
RN2	6,039	685,40

Também existe um erro na cota IBGE das referências de nível, a diferença de cota arbitrária da estação é de 207,6 cm enquanto a diferença de cota IBGE é de 210,1 cm. Este erro é atribuído a forma que foi realizada o levantamento, uma vez que a diferença de cota arbitrária foi conferida em campo com auxílio

de um nível geométrico. Portanto para corrigir tal incoerência seria necessário um novo levantamento topográfico, com auxílio de ferramentas e técnicas mais precisas de levantamento, o que não correu.

O levantamento de seção transversal realizado no dia da instalação da estação é apresentado a seguir na Figura 44.

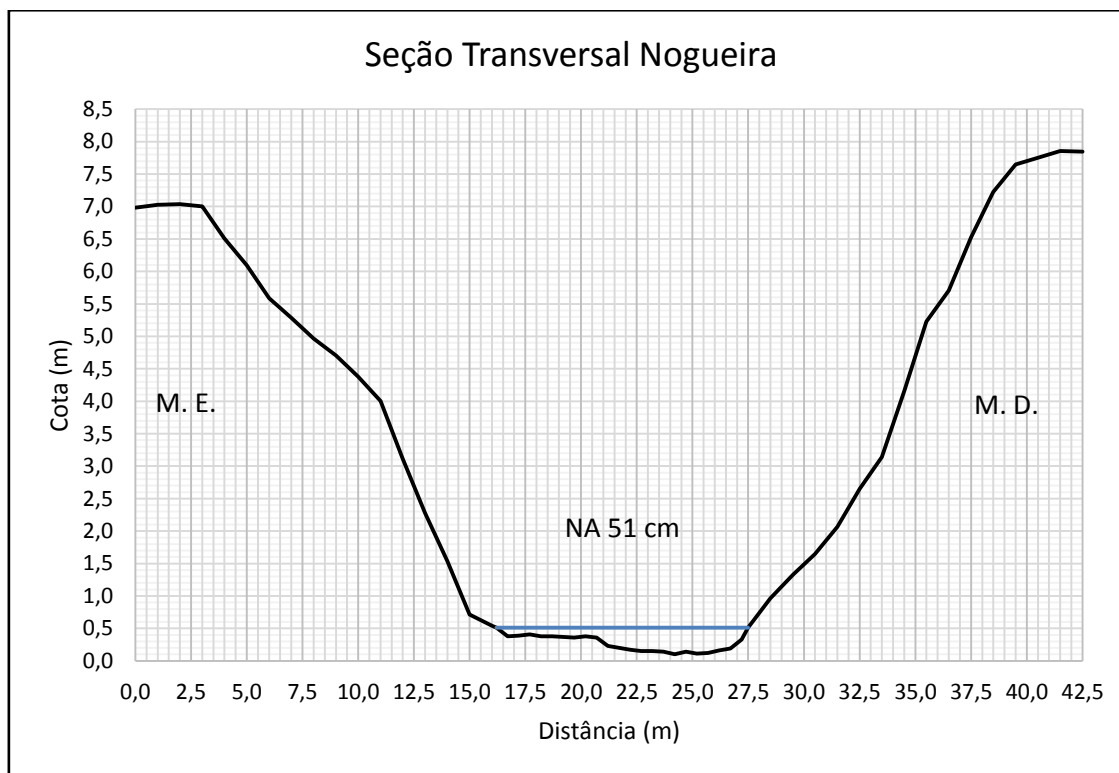


Figura 44 – Levantamento de Seção transversal da estação Nogueira realizado em 28/07/2016.
Fonte: Autor.

Na ocasião do levantamento de seção transversal, o nível d'água na régua era de 51 cm. As cotas do levantamento estão relacionadas ao zero da régua da estação, e estão amarradas no RNs da estação.

A cota de trasbordamento na seção de nogueira é superior a cota de trasbordamento na estação de montante. Na margem direita o trasbordamento se dá quando o nível d'água supera os 7,85 m enquanto na margem esquerda o trasbordamento se dá quando o NA supera os 7,03 m

Quanto às medições de descarga líquida na estação, as mesmas ocorreram no mesmo dia que foram realizadas as medições de vazão na estação de montante, sendo assim, totalizam cinco medições no período de 2016 a 2017. O resumo das medições é apresentado a seguir na Tabela 5.

Tabela 5 – Medições de vazão na estação de Nogueira no período de 2016 a 2017.

Data	Hora		Nº de verticais	Leitura de Régua (m)	Vazão (m³/s)	Área molhada (m²)	Largura (m)	Velocidade média (m/s)
	Inicial	Final						
01/11/2016	16:35	17:10	26	0,52	1,61	2,91	12,1	0,55
25/11/2016	13:00	13:35	27	0,73	3,96	5,92	12,6	0,67
15/12/2016	15:25	16:30	19	2,58 ⁴	44,77	31,59	18,0	1,38
03/03/2017	13:40	14:20	27	0,74	4,02	5,69	12,8	0,70
20/03/2017	10:45	12:10	19	1,85 ⁵	23,12	21,21	18,0	1,09

Igualmente as medições de Corrêas, os eventos mais importantes aconteceram em dezembro de 2016 e março de 2017. No primeiro evento a onda de cheia provocou um aumento de nível d'água superior a cinco metros, como mostrado na Figura 45.

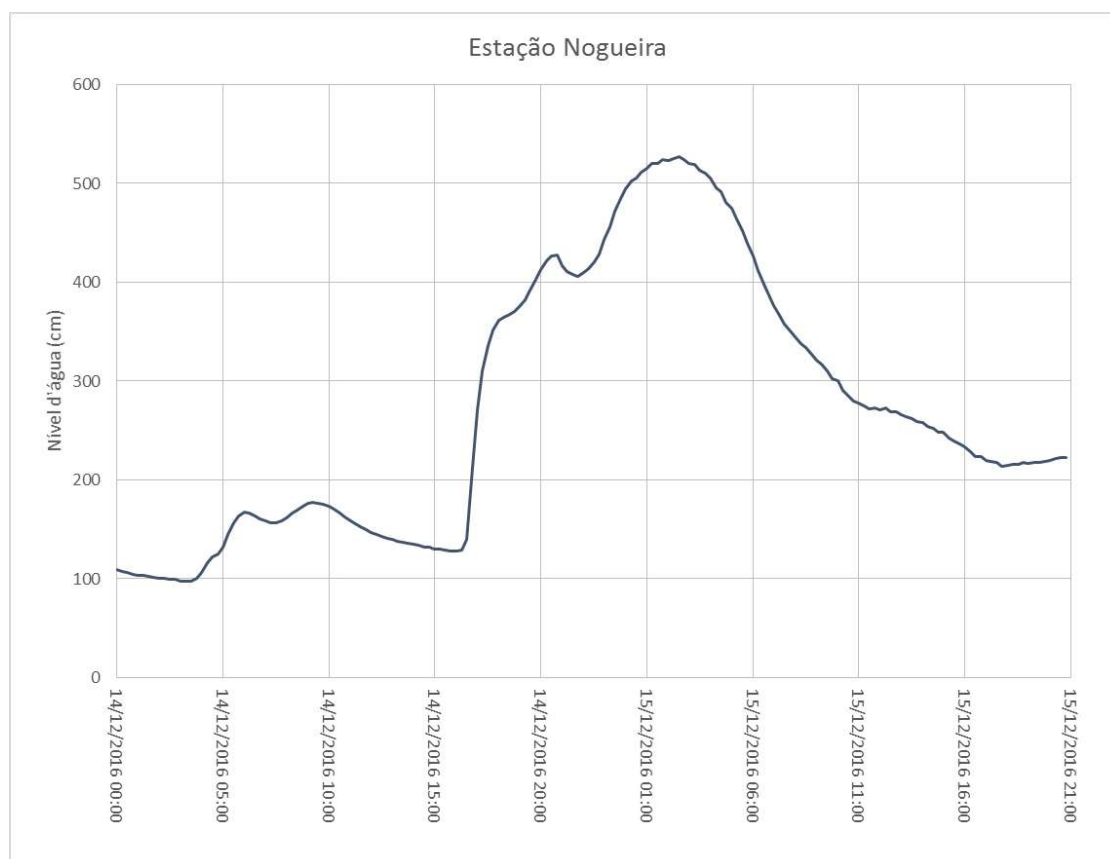


Figura 45 – Limnigrama do evento do dia 15/12/2016 na estação Nogueira. Fonte: Autor.

Já no evento de 2017, a onda de cheia elevou o nível d'água para próximo de quatro metros. Em ambas as ocasiões as medições foram realizadas da ponte

⁴ Média da leitura de régua do início e do fim da medição de vazão, sendo a cota inicial de 2,65 m e a cota final de 2,50 m.

⁵ Valor correspondente a médias das cotas inicial e final, sendo respectivamente 1,96 m e 1,73 m.

de Nogueira, uma vez que as condições do rio ofereciam risco a equipe de hidrometria e a medição de vazão, não coincidiu com o pico da onda de cheia. Em todas as medições foi utilizado o molinete hidrométrico.

Na Figura 46 é apresentado o registro fotográfico da medição de descarga líquida realizada no rio Piabanha na ponte de Nogueira em dezembro de 2016



Figura 46 – Medição de vazão realizada na ponte de Nogueira durante o evento de dezembro de 2016. Fonte: Acervo Inea.

Na ocasião da medição foi possível identificar até que nível d'água o rio atingiu, próximo ao tabuleiro da ponte. Infelizmente é muito difícil coincidir o pico da enchente com a medição de vazão e as medições geralmente ocorrem posteriormente ao pico da enchente. Além disso as medições realizadas com o molinete necessitam de mais tempo quando comparadas as técnicas de medição por efeito *doppler*, pelo fato da variação do nível d'água do início da medição para o final pode ser grande, invalidando a medição de vazão.

3.2 CONSTRUÇÃO DA MODELAGEM

Como no estirão de estudo possui duas estações de monitoramento e se possui o levantamento topográfico. Para testar e avaliar a sensibilidade de cada modelo hidrodinâmico para o valor do coeficiente de Manning.

Se utilizou diferentes coeficientes de Manning e se verificou o nível d'água atingindo na seção da estação, isto é, selecionando as informações da medição de vazão, se pode avaliar o comportamento dos modelos, tomando como

referência o NA registrado na estação e como este é sensível ao coeficiente de Manning adotado.

Foram selecionadas três medições de vazão, dos dias: 01 de novembro de 2016; 25 de novembro de 2016; e 15 de dezembro de 2016.

Uma medição com águas baixas, uma outra medição com água relativamente baixa, mais superior a primeira e as maiores medições realizadas nas estações até 2017. Assim, pode-se avaliar a sensibilidade do parâmetro de calibração para diferentes níveis d'água.

Não se optou por utilizar todas as cinco medições, pois a medição do dia 03 de março de 2017 possui valor muito próximo de vazão dia 25 de novembro de 2016. Enquanto na medição de março de 2017, não foi possível realizar a leitura de nível d'água na régua da estação de Corrêas durante a medição de vazão, uma vez que essa tinha sido carregada pelo rio na enchente anterior e a estimativa do NA foi realizada com auxílio do sensor de nível da estação.

Portanto, a partir destes três pares de medição, foi possível realizar as simulações nos modelos hidrodinâmicos e realizar a comparação do nível d'água registrado nos modelos com o medido na estação.

Além do nível d'água, outras variáveis hidráulicas poderiam ser utilizadas como critério de comparação, como, por exemplo: área molhada e velocidade média. Se optou em utilizar apenas o nível d'água, pois, esta é a variável mais utilizada para calibração de modelos e, em algumas medições de vazão, não foram realizadas na seção de medição da estação, e por isso, os valores de velocidade média e área molhada simulados pelos modelos poderão ser diferentes do observado na medição de vazão.

As simulações foram realizadas da seguinte forma: considera-se para todos os modelos um regime permanente de vazões, ou seja, como condição de contorno de montante será considerado a vazão medida na estação de Corrêas Igreja, e também será considerado uma contribuição do rio Poço do Ferreira, afluente do Piabanha pela margem direita, de tal forma que as vazões proveniente do início da modelagem mais a contribuição do afluente Poço do Ferreira, somem o valor de vazão medida na estação de Nogueiras, seguindo este valor até a saída do modelo.

A seguir na Figura 47 é apresentado um esquema ilustrando como foi realizado a modelagem para cada cenário de vazão.

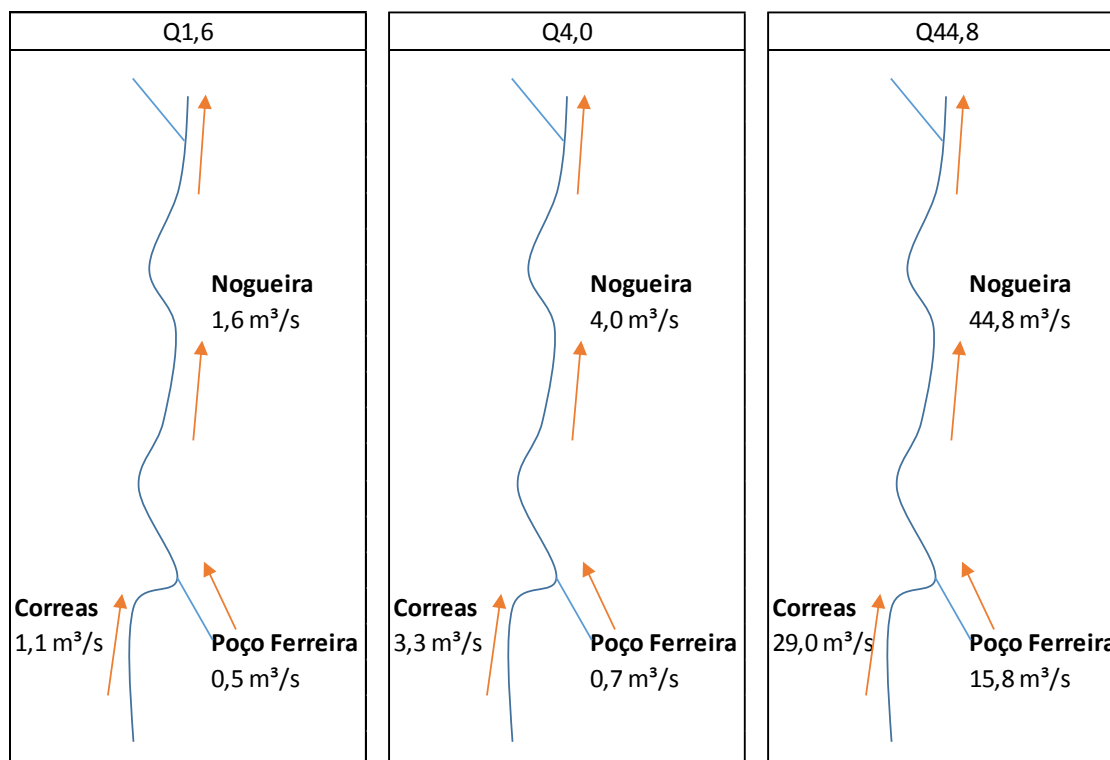


Figura 47 – Esquema utilizado na modelagem hidrodinâmica, com as respectivas vazões
Fonte: Autor.

Em todos os três casos foi considerado a aproximação do escoamento real como uma “fotografia” de um escoamento permanente. O tempo total de simulação variou de modelo para modelo, mas em todos os modelos foi considerado um tempo suficiente para que ocorresse a estabilidade de vazões ou seja a partir de um determinado momento as vazões que cruzavam as seções de controle estavam estabilizadas no valor pré-definido.

Como dito, foram tomadas quatro seções de controle sendo uma no início do trecho modelado e uma no fim do trecho modelado, estas duas tinham como objetivo garantir a estabilidade de vazões que entravam e saiam do sistema. Já as outras duas seções, correspondem às seções das estações hidrométricas instaladas no trecho de modelagem, portanto onde os valores de nível d’água e vazão foram extraídos. A Figura 48 ilustra as seções de controle do início e do fim do modelo.

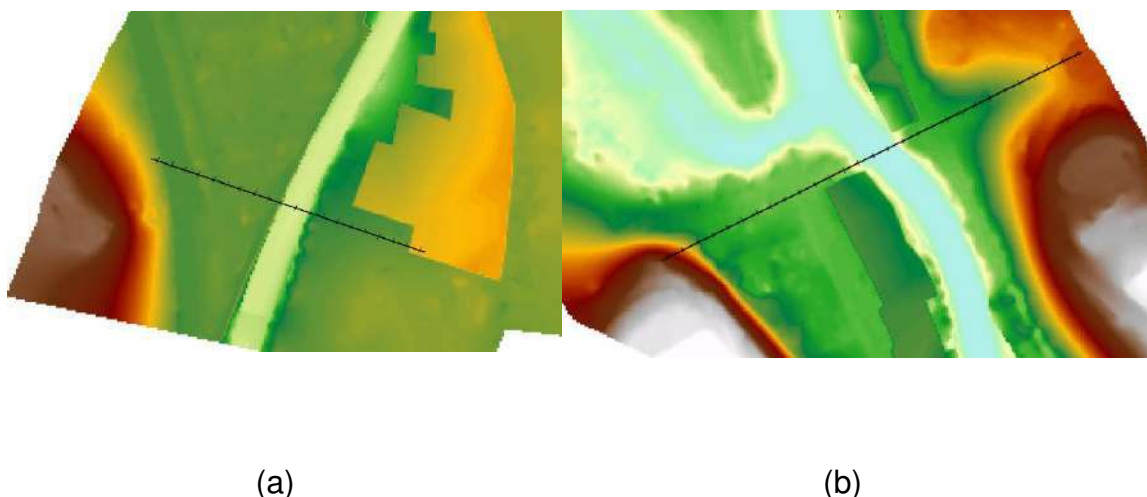


Figura 48 – Espacialização das seções de controle do início e fim do modelo. (a) Seção de controle do início do modelo. (b) Seção de controle do fim do modelo. Fonte: Autor.

Estas seções foram inseridas, respectivamente, a jusante e a montante do início e do fim do modelo. Estas seções tem o único objetivo de garantir que os cálculos dos modelos estão estabilizados em todas as simulações. Isto é importante pelo fato de a modelagem não considerar nenhuma água no sistema, ou seja, como condição inicial, foi considerado que o rio estava seco, e que toda massa só será inserida através de duas entradas e que a saída será por uma única seção.

Isto facilita a análise dos resultados, desde que seja adotado tempo suficiente para que haja estabilidade de vazão, e estas duas seções servirão para garantir tal fato.

Quanto as seções de controle nas estações de monitoramento, estas foram alocadas para coincidir com as seções de medições da estação, porém, no ato da instalação o levantamento é realizado apenas com o nível geométrico, e, portanto, não são amarradas planimetricamente, e, portanto, não é possível alocar perfeitamente a seção de controle sobre a seção da estação de monitoramento.

Adiante, nos itens que correspondem a cada modelo hidrodinâmico, será detalhadamente descrito o conjunto de parâmetros de entrada, tamanho de malha, passo de tempo e outras características específicas de cada modelo.

Para todos os modelos, se utilizou os mesmos valores de rugosidade de Manning. Primeiramente foi realizada uma classificação de uso do solo, de forma

subjetiva, utilizando a ortofoto gerada no voo com VANT, um exemplo do resultado dessa classificação é apresentado a seguir na Figura 49.

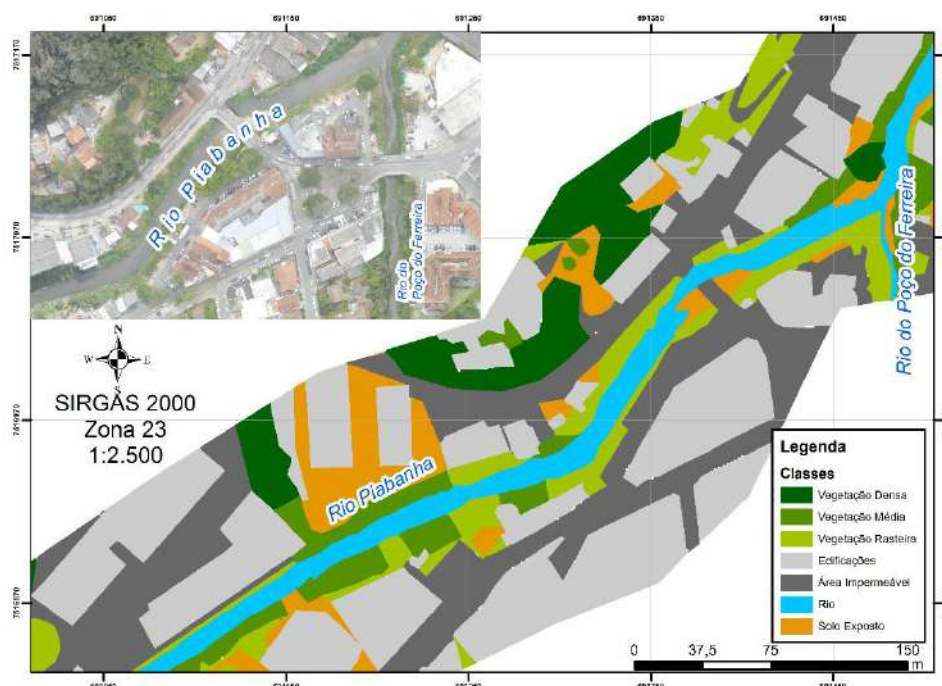


Figura 49 – Divisão em classe para associação do coeficiente de Manning no rio Piabanha.
Fonte: Autor.

A classificação foi dividida em sete classes, que são predominantes em relação a outros usos do solo. As classes são: vegetação densa, vegetação média, vegetação rasteira, edificações, áreas Impermeáveis, rio e solo exposto.

Como já mencionado, esta classificação foi realizada de forma subjetiva por meio de uma ortofoto gerada em 2016; portanto existe, um lapso temporal, e não necessariamente essa classificação de uso do solo se mantém exata até o momento.

Esta interpretação depende exclusivamente do olhar do modelador e este irá decidir em quantas classes e de que forma classificar o uso. É possível realizar classificações automáticas de imagem, com o objetivo de gerar mapas de uso do solo, porém, estes também são baseadas em imagens áreas ou de satélites e estas também não passam de uma imagem estática de um ambiente dinâmico. A vantagem é tornar o método de classificação automatizado.

A partir desta classificação foram utilizadas fontes bibliográficas, como a de Chow (1959), para identificar valores do coeficiente de Manning que representassem o que foi identificado na classificação.

Assim foi atribuído um valor de Manning que correspondesse a superfície identificada. Esses valores são apresentados a seguir na Tabela 6.

Tabela 6 – Relação das classes de solo com o coeficiente de Manning.

Classes	Coeficiente de Manning
Vegetação Densa	0,150
Vegetação Média	0,100
Vegetação Rasteira	0,080
Edificações	0,110
Área Impermeável	0,015
Rio	Variável ⁶
Solo Exposto	0,030

Com exceção da classe denominada rio, os valores atribuídos ao coeficiente de Manning permanecerão imutáveis nas simulações, enquanto o valor do coeficiente de Manning atribuído a classe rio foi alterada, variando de 0,010 até 0,150.

Na Tabela 7 são apresentados todos valores utilizados na classe rio, visando o teste de sensibilidade para avaliar o efeito sobre os níveis d'água calculados e coerências com os valores medidos.

Tabela 7 – Valores do coeficiente de Manning atribuídos a classe rio.

Manning atribuído a classe rio
0,010
0,015
0,020
0,025
0,030
0,035
0,040
0,045
0,050
0,055
0,065
0,085
0,100
0,150

A escolha destes valores, foi devido a estes serem os valores de coeficientes de rugosidade mais comuns atribuídos a rios, e, também tentou-se avaliar valores extremos como 0,010 e 0,150, que não são usualmente utilizados em canais naturais (CIRILO, J. A. et al. 2011).

⁶ Para a classe Rio o valor do coeficiente variou de simulação para simulação buscando o valor que calibrasse o modelo.

A partir desse conjunto de valores de coeficientes de Manning, foram realizadas simulações e os resultados foram utilizados na comparação entre os modelos.

Como condição de saída, todos os modelos consideram que as condições de jusante não poderiam influenciar significativamente as condições de escoamento do trecho estudado, ou seja, forçando um regime supercrítico como condição de saída.

Dessa forma, variando um pouco pela especificidade de cada modelo, sempre se buscou considerar uma declividade alta ou um vertedouro como condição de saída dos modelos.

Tão importante ou mais, para obtenção de resultados coerentes, foi a topografia considerada na modelagem. Como dito anteriormente, foi preciso criar uma superfície que correspondesse ao leito do rio e, então, posteriormente, literalmente, juntar duas superfícies, uma representando o terreno e a outra com a representação do leito do rio Piabanha.

Na teoria não parece ser um processo complicado, mas, na verdade, esse processo pode ser complexo, e, se o modelador não estiver atento acrescentará erros em sua modelagem, sem saber.

Utilizando os programas convencionais e disponíveis para a maioria dos modeladores, foram realizadas interpolações, criando uma superfície que correspondesse ao fundo do rio. Foi utilizado diferentes interpoladores, como: vizinhos naturais, inverso do quadrado da distância, krigagem.

Todas as ferramentas de interpolação apresentaram resultados que, à primeira vista, pareciam promissores, porém, ao analisar mais detalhadamente, mostravam claros equívocos, que podem afetar negativamente o resultado da modelagem.

Os problemas de interpolação mais comuns que foram encontrados, em relação a interpolação de seções, no sentido longitudinal do rio, referem-se ao fato que a maior parte das superfícies geradas criavam ondulações no leito do rio.

Estas ondulações aconteciam sempre entre as seções topobatimétricas que se tentava interpolar. A Figura 50 ilustra o problema identificado.

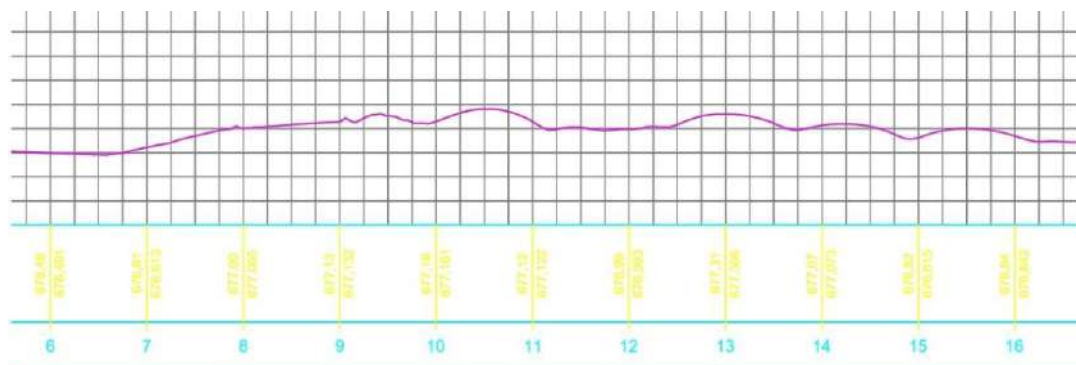


Figura 50 – Perfil longitudinal do MDE do rio Piabanha ilustrando as ondulações criadas no após a interpolação entre seções. Fonte: Autor.

Na Figura 50, o perfil longitudinal em rosa, é possível identificar as ondulações geradas pela interpolação. Visualmente, analisado apenas a superfície gerada, é difícil identificar tais imperfeições geradas. Como dito anteriormente, estas ondulações são criadas entre as seções transversais (amarelo).

Outra forma possível de criar um fundo é através do software Civil 3D, com auxílio da ferramenta de canal. Esta ferramenta necessita que a seção do rio seja regular e não se altere no espaço.

Os erros mais comuns para este tipo de interpolação, estão na junção das superfícies. Diferentemente das outras ferramentas de interpolação, na interpolação por canal, o erro mais comum se dá na junção entre as duas superfícies. Ao se traçar uma seção é possível identificar rupturas ou descontinuidades no terreno.

Portanto, o modelo digital de terreno utilizado nas comparações dos modelos hidrodinâmico foi gerado a partir de uma interpolação linear do fundo do rio. Para isto, foi utilizado a interpolação acoplada ao software HEC RAS, que convenientemente, já carrega uma ferramenta de interpolação linear.

É claro que adotar uma interpolação linear no leito de um rio é meramente uma simplificação da realidade; porém, visando evitar a inserção de mais erros, aceitar a interpolação linear pode ser o melhor a se fazer.

Buscando mensurar o erro atribuído a interpolação do leito do rio, se realizou uma modelagem no software HEC RAS, abordagem unidimensional, utilizando apenas as seções oriundas do levantamento de seção transversal, ou seja, as seções brutas advindas do serviço de campo. E outra simulação, utilizando seções extraídas do modelo digital de terreno, considerado como apto para modelagem hidrodinâmica. Este MDT já é um produto da junção da superfície do leito do rio com a superfície de terreno.

As manchas de inundação serão apresentadas como critério de comparação sempre que o modelador entender que elementos suficientes para agregar à comparação dos modelos, além de quaisquer outras informações que agreguem a comparação dos modelos.

A seguir é apresentado em cada item as escolhas adotadas na modelagem com cada software.

3.2.1 HEC RAS

Como dito anterior, inicialmente seria utilizado a versão 5.0.3, versão que estava disponível no início do processo de modelagem, entretanto ao logo do desenvolvimento desta dissertação, foram lançadas duas novas versões do software, a 5.0.4 e a 5.0.5.

A versão 5.0.4, possui mudanças profundas no método numérico de resolução das equações diferenciais, que aceleraram os resultados. Já a versão, 5.0.5, apenas corrige um erro da versão anterior, quanto a forma de associar o coeficiente de rugosidade à uma superfície. Contudo, os resultados encontrados utilizando ambas as versões, sugerem que as mudanças no método numérico de resolução não alteraram apenas a velocidade de processamento, bem como alteram, profundamente os resultados quando utilizado o equacionamento de Saint Venant.

Ao todo se tem oito abordagens para serem desenvolvidas no ambiente do HEC RAS, duas delas utilizando a equação de Saint Venant de forma bidimensional comparando as versões do modelo, outras duas utilizando a equação da onda de difusão bidimensional para comparar a variação do tamanho da malha. E ainda, se tem, a modelagem que visa avaliar o comportamento dos erros da topografia, que são unidimensionais, utilizando dois

tipos de equacionamento, Saint Venant e balanço de energia, com duas fontes distintas de dados topográficos, uma oriunda do MDT e a outra oriunda das seções transversais do levantamento de campo.

3.2.1.1 HEC RAS ABORDAGEM UNIDIMENSIONAL

Para esta comparação foram realizados dois arranjos, considerando o escoamento permanente e o outro o escoamento não permanente, ambos abordagem unidimensional, ou seja, para o esquema do escoamento permanente o HEC RAS utiliza o esquema mais simples para simulação, um balanço de energia, já ou outro, é a resolução da equação de Saint Venant.

O objetivo é avaliar se as informações topográficas, oriundas de diferentes fontes, podem interferir significativamente nos resultados, ou seja, os dois arranjos de modelagem, terão como informação base de topografia, duas fontes distintas.

Para auxiliar a construção do esquema topográfico, foram utilizadas ferramentas de SIG, que permitiram a extração das informações das distâncias entre seções, necessárias na implementação do modelo.

Assim para a geração do esquema topográfico que utiliza as informações topográficas oriundas do MDT, foi utilizado a ferramenta HEC GEORAS que facilita a importação das informações do ambiente SIG para o modelo HEC RAS.

Para esta modelagem, que utilizou o MDT com base de dados topográfico, foi possível alocar um número maior de seções, superando o número de seções provenientes do serviço de campo.

Cabe ressaltar que algumas seções foram alocadas no MDT de tal forma que sobrepusessem com as seções oriundas de campo, apenas estendendo as mesmas lateralmente, cobrindo uma área maior do terreno.

Quanto a modelagem que utiliza as informações provenientes do serviço de campo, a inserção das mesmas no modelo foi uma tarefa dispendiosa, pois não há nenhuma ferramenta que acelere o processo. A inserção das mesmas ocorreu da forma manual.

Em ambos os casos foram simulados os três cenários de vazão, para os diferentes coeficientes de rugosidade de Manning para as duas diferentes soluções matemáticas.

3.2.1.1.1 HEC RAS ABORDAGEM UNIDIMENSIONAL – TOPOGRAFIA MDT

Inicialmente o arranjo montado para a modelagem unidimensional com o HEC RAS, o modelador lançou 160 seções sobre o MDT, ou seja, inicialmente a representação topográfica do rio Piabanha foi representada com um total de 160 seções, isto significa que em média há uma seção a cada 45 metros do rio, o que é muito ao comparar com o que geralmente são realizados em projetos de modelagem.

A Figura 51 ilustra o arranjo das 160 seções sobre o modelo digital de terreno do rio Piabanha no ambiente do modelo HEC RAS.

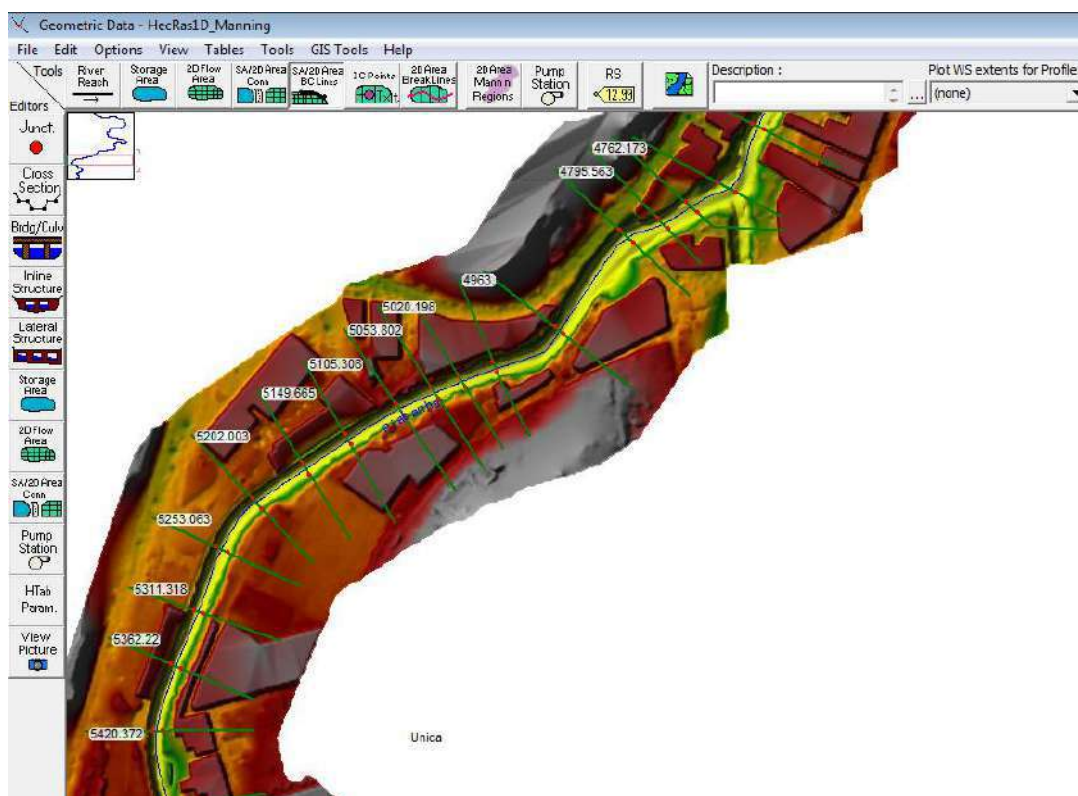


Figura 51 – Arranjo das 160 seções sobre o MDT do rio Piabanha. Fonte: Autor.

Porém, como será explanado posteriormente, foi necessário um outro arranjo com mais seções topográficas. Assim, um novo arranjo foi lançado no MDT, este contou com 273 seções transversais.

A Figura 52 ilustra o arranjo das seções transversais sobre o MDT do rio Piabanha no ambiente do modelo HEC RAS.

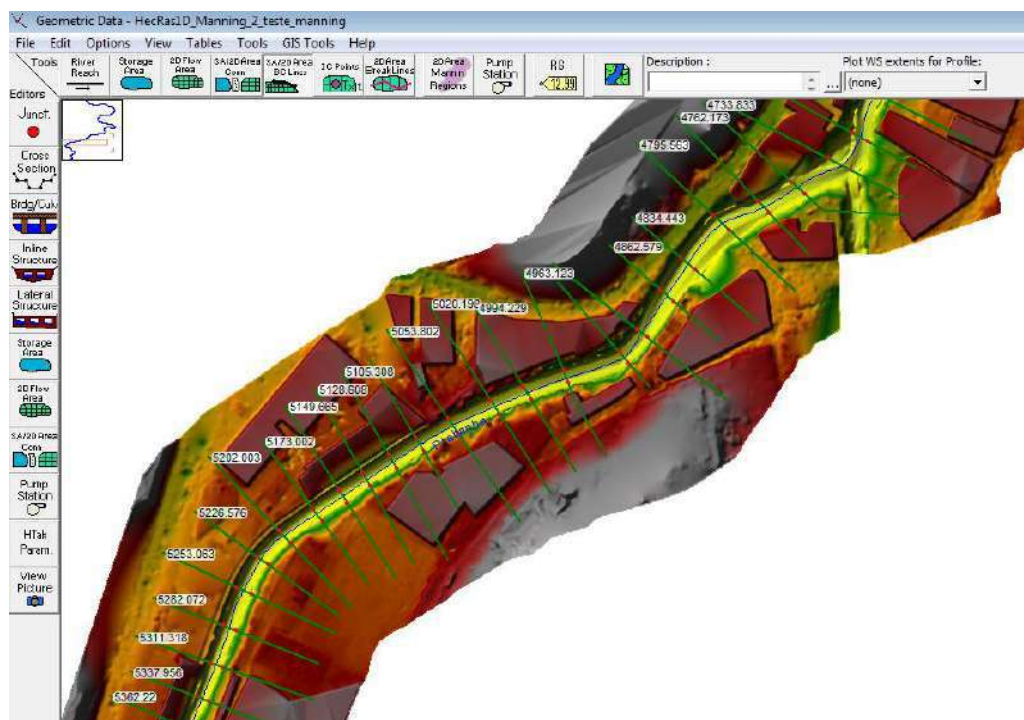


Figura 52 – Arranjo das 273 seções transversais lançado sobre o MDT. Fonte: Autor.

Este último arranjo de seções transversais foi utilizado para realizar as simulações com a equação de Saint Venant, bem como utilizando o balanço de energia.

O coeficiente de rugosidade de Manning foi extraído de forma automática, através da ferramenta HEC GEORAS. Esta etapa cabe uma observação, o modelo restringe em 20 partes a discretização do coeficiente de rugosidade na seção transversal. Dificilmente um modelador irá conseguir discretizar em tantas subdivisões, ainda que consiga, não conseguirá calibrar todos os coeficientes. Porém, ao realizar a extração automática dos valores de um mapa de uso do solo, é possível que algumas seções possuam mais de 20 fragmentos de rugosidade e isto impossibilita a simulação no modelo, contudo não há nenhum aviso que o modelo não pode computar devido ao excesso de coeficientes de rugosidade na seção.

Como condição de montante foi considerado a vazão de entrada como esquematizado na Figura 47, como condição de jusante foi utilizado a declividade de linha d'água igual à 0,1 m/m.

3.2.1.1.2 HEC RAS ABORDAGEM UNIDIMENSIONAL – TOPOGRAFIA SEÇÕES TRANSVERSAIS.

A topografia foi representada através de 50 seções transversais, cabe ressaltar que do universo de 54 seções, quatro não foram utilizadas, por estas estarem localizadas em afluentes do rio Piabanha.

É evidente que, quando comparado ao arranjo que utilizou o MDT como base de informação, caracterizar o rio Piabanha, apenas com as 50 seções, pode

ser insuficiente, e, normalmente, nenhum modelador se opõe a ter mais informações topográficas, e a possibilidade de inserir mais seções é uma vantagem, de partida que o arranjo com seções do MDT possui.

A inserção do coeficiente de rugosidade foi árdua, uma vez que algumas seções cruzam por diferentes superfícies, e a inserção manual desta informação é demorada e pode acarretar em erros de inserção de informação, portanto, esta etapa carece de uma atenção particular.

Analogamente a outra modelagem do arranjo topográfico, como condição de montante foi considerado a vazão de entrada como esquematizado na Figura 47, como condição de jusante foi utilizado a declividade de linha d'água igual à 0,1m/m.

3.2.1.2 HEC RAS ABORDAGEM BIDIMENSIONAL

A simulação com o HEC RAS abordagem bidimensional foi inicialmente dividida em dois esquemas, um que utiliza a equação completa e o outro que utiliza a simplificação da onda de difusão. Mas, no processo de construção deste trabalho, no momento em que começou a avaliação dos resultados, que abandonavam as expectativas iniciais, e, portanto, iniciou-se um processo de autocrítica do trabalho, buscando avaliar todo o processo de modelagem, com objetivo de dirimir qualquer equívoco provocado por escolhas do modelador.

Assim, diferentes condições de contorno e inicial foram testadas. Neste espaço de tempo, o fabricante do modelo lançou uma nova versão do modelo HEC RAS 5.0.4, que adicionou fermentas muito úteis no modelo como: a malha ter diferenciação de tamanho, facilidades na importação de arquivos do tipo *shape* e uma mudança no método numérico que aumentou a velocidade de computação. Em comparação com a versão anterior, o modelo é de duas a cinco vezes mais rápido na geração de resultados.

Então, o autor experimentou simular os projetos criados na versão anterior 5.0.3. na versão 5.0.4 e, surpreendentemente os resultados obtidos foram muito diferentes, quando utilizado o equacionamento de Saint Venant, aumentando ainda mais a divergência dos resultados.

Como será visto adiante, os novos resultados eram mais próximos dos resultados encontrados pelo modelo IBER. E com esse resultado, foi necessário

realizar um novo processo de modelagem, utilizando a versão 5.0.4 que posteriormente foi substituída pela versão 5.0.5 que corrigiu um erro que não possibilitava a mudança do coeficiente de rugosidade de forma direta pela janela de geometria, a mudança dos coeficientes só eram alterados se fosse importado novos mapas de uso do solo.

Portanto, esta nova versão, que resultou em diferentes resultados na modelagem forçaram dois processos de construção da modelagem, um usando o modelo 5.0.3 e o segundo o usando o modelo 5.0.5 em ambas as versões se utilizou a equação completa do momento, ou seja, Saint Venant e também foi utilizado a simplificação da onda de difusão.

O processo de modelagem na nova versão do modelo custou ao autor quase dois meses de trabalho, desde a construção da modelagem aos resultados, e de fato, a mudança no método numérico acelerou o processo de computação.

Além disso, com a necessidade de se realizar um novo processo de simulação, e até onde se sabe, a nova versão do modelo não alterou os resultados, quando se utilizou a equação da onda difusiva. Assim, se aproveitou a oportunidade e também se avaliou o impacto da largura da malha. Sendo assim, serão apresentados os dois arranjos construindo.

3.2.1.2.1 HEC RAS ABORDAGEM BIDIMENSIONAL VERSÃO 5.0.3

Com o intuito de verificar a sensibilidade ao coeficiente de rugosidade de Manning, bem como o método de cálculo dos modelos. Foram construídos dois arranjos distintos, o esquema estruturado no ambiente do HEC RAS 5.0.3 continua sendo o que foi construindo inicialmente, primeira etapa da construção foi a inserção do MDT no modelo e posteriormente a construção de uma malha regular de cálculo. Esta malha foi construída subjetivamente, com auxílio das ferramentas existentes no ambiente do software.

Na construção da malha foi considerada os possíveis níveis que a água poderia alcançar no MDT, assim, através da interpretação do modelador, a malha foi sendo moldada, negligenciando regiões mais altas do terreno e em outros momentos expandindo-a para regiões mais baixas, o impacto dessa construção assistida não é percebido imediatamente, o ganho só é notável

quando é necessário realizar muitas simulações, quanto menor o número de elementos da malha, mais rápido é o processamento.

Já mencionado anteriormente, quando se constrói uma malha, o modelador precocemente imagina a extensão da inundação, é claro, que por ventura, após avaliação de resultados, há ocasiões em que a malha deve ser expandida ou mesmo diminuída para otimizar o processamento.

Foi estabelecida o tamanho de 2 m como o valor máximo admissível nas direções x e y, assim foram gerados 325.688 elementos. Foi escolhido o menor valor possível, uma vez que valores inferiores a 2 m começaram a produzir limitações computacionais, impedindo a computação e a realização das comparações, portanto, 2 m metros foi o valor limite possível para o desenho da inicial da malha, a Figura 54 ilustra a malha de cálculo utilizada na simulação com o HEC RAS 5.0.3.

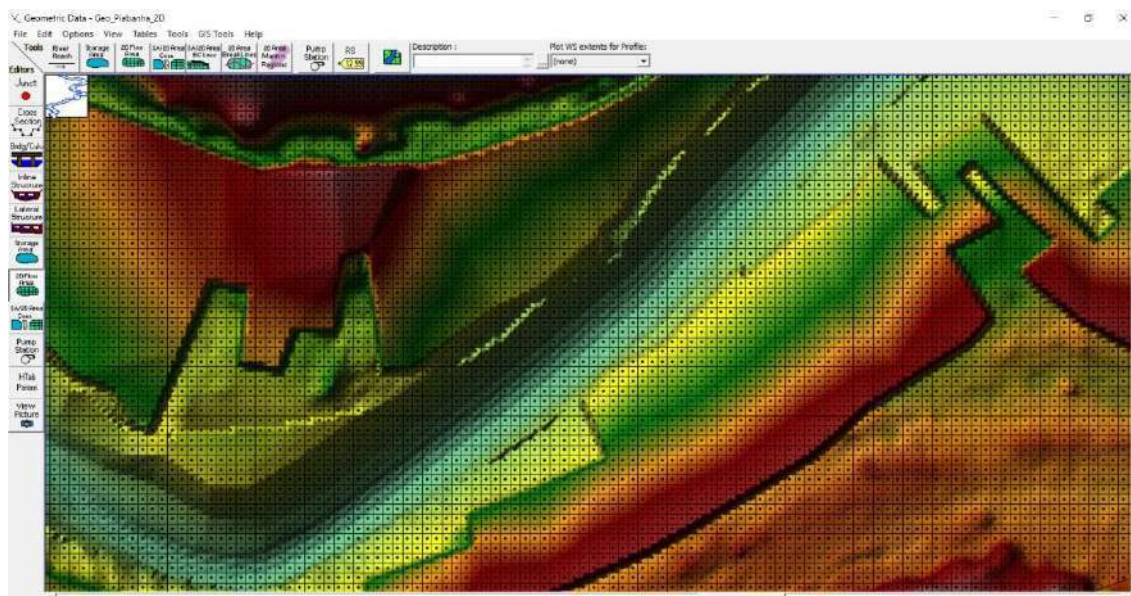


Figura 54 – Malha de cálculo utilizada nas simulações com o modelo HEC RAS 5.0.3. Fonte: Autor.

Na maior parte do modelo, a calha do rio foi representada, em média por seis elementos. Como pode ser observado, a maior parte da malha foi gerada por elementos regulares.

Como condições iniciais e de contorno, foi considerado que a calha do rio estava seca, sem nenhuma água, e toda massa que entrou no modelo veio de

dois pontos, do início do modelo, onde começa a topografia, e o segundo foi na confluência com o rio Piabanha com o Poço do Ferreira.

Em ambas as entradas foram consideradas uma vazão constante no tempo, o valor da vazão variou com os cenários de vazão, de acordo com Figura 47, sendo a maior vazão, de cada simulação, sempre atribuída ao início do trecho modelo e a menor vazão inserida na confluência. Como condição de saída do modelo foi considerado uma declividade de linha d'água igual a 0,1 m/m.

Quanto o tempo total de simulação, se considerou 22 horas como tempo total para as simulações, tempo suficiente para que houvesse a estabilidade no cálculo do modelo, ou seja, quando a vazão se estabilizasse no valor “alvo” de cada cenário na seção final de controle.

Quanto ao passo de tempo, foi escolhido o intervalo de tempo que não apresentasse erro de Courant, assim para as simulações no HEC RAS foram utilizados o passo o incremento de tempo de 1 segundo.

Portanto, este foi o arranjo que foi utilizado na modelagem bidimensional com o HEC RAS 5.0.3, e apenas alternando a formulação utilizada, ora onda difusiva, ora equação do momento.

3.2.1.2.2 HEC RAS ABORDAGEM BIDIMENSIONAL VERSÃO 5.0.5

Uma vez que foi necessária uma nova modelagem, com a nova versão, e possuindo os resultados das simulações para versão anterior do modelo, porque não utilizar estes resultados para otimizar a malha de cálculo?

E, uma vez que se utilizou a equação da onda difusiva, e não se obteve resultados diferente, independentemente da versão utilizada do modelo. Se aproveitando disso, tentou-se avaliar também, o impacto do tamanho da malha de cálculo.

Assim, utilizando aos resultados anteriores, de posse da extensão da inundação, foi possível otimizar a malha de cálculo e assim adotar a dimensão de 1 m. Foram gerados 502.017 elementos, só foi possível admitir o tamanho de 1 m, porque se conhecia a extensão da inundação, e, então, diminuir a extensão da malha de cálculo.

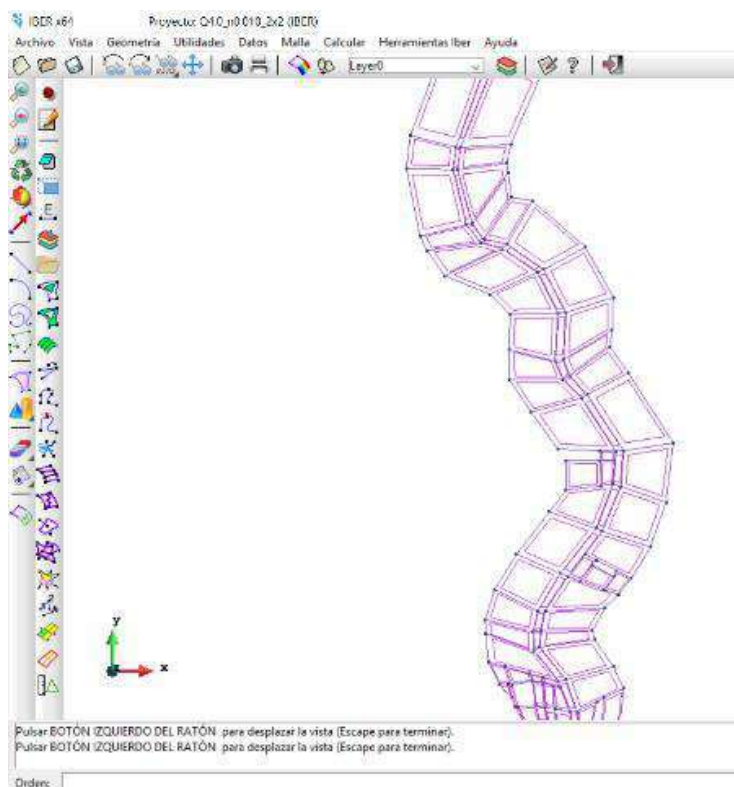


Figura 56 – Geometria criada no ambiente IBER com objetivo de facilitar a criação da malha.
Fonte: Autor.

Foi escolhido este tipo de abordagem ao invés da criação automática via RTIN, que é uma das facilidades implementadas no IBER, por poder controlar a criação da malha e por facilitar a inserção das condições de contorno.

Além disso, com este tipo de geometria é possível remover da malha superfícies onde não haveria escoamento, como a parte superior das edificações, na Figura 57 é ilustrado a remoção destes objetos.

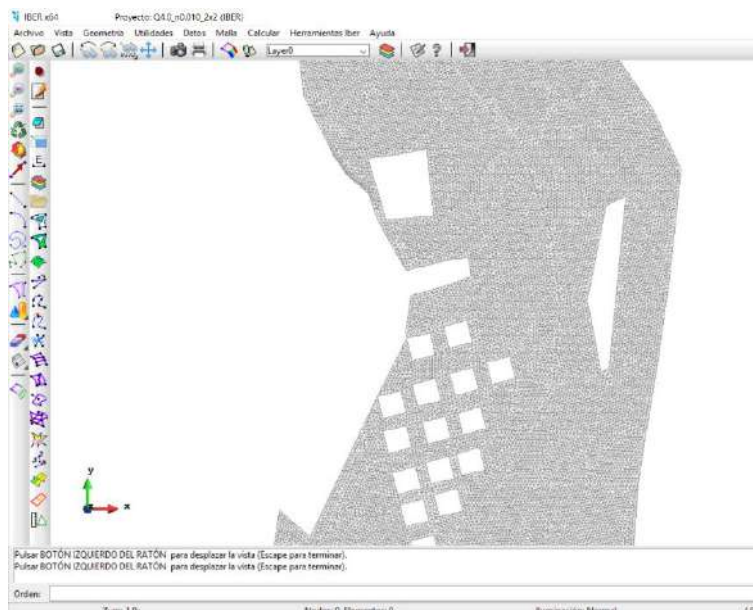


Figura 57 – Remoção de edificações da malha com objetivo de otimizar a modelagem. Fonte: Autor.

Esta remoção de objetos da malha tem como único objetivo a otimização do modelo, uma vez que a criação automática da malha sobre tais estruturas, poderia gerar instabilidade no cálculo e, ainda, aumentar o custo computacional. Esta remoção não se deu em todas as edificações, só aquelas onde havia risco de interferência no cálculo, como por exemplo em regiões onde havia um aglomerado de edificações.

Semelhante ao HEC RAS, foi selecionado o tamanho de dois metros para criação da malha, porém diferentemente da malha quadricular do HEC RAS, o IBER trabalhará com uma malha triangular, a discretizada do espaço com malha triangular facilita a representação de todo terreno, porém, em contrapartida, é necessário um número maior de elementos para cobrir a mesma área.

O IBER permite a adoção de outros formatos de malha, porém, com objetivo de diferenciar os modelos foi selecionado o formato triangular, pois este formato é exclusivo do IBER, em comparação ao demais modelos utilizados no presente trabalho.

Assim após a criação da malha o resultado foi a geração de 640.314 elementos e o resultado pode ser visto na Figura 58.

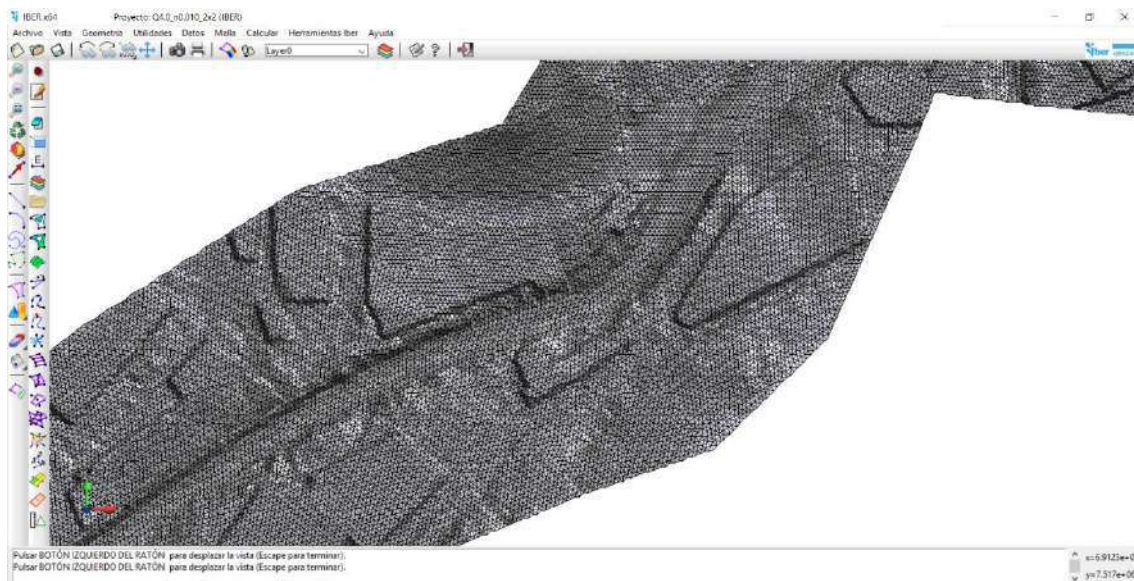


Figura 58 – Resultado da geração da malha triangular no ambiente IBER. Fonte: Autor.

Com a criação da malha é possível a inserção das condições de contorno, como condição de entrada foram inseridas as vazões listadas na Figura 47, uma vazão constante no tempo por um tempo suficiente, até que todo o escoamento atinja a saída do modelo e atinja a estabilidade. Como condição de saída, foi considerado o escoamento crítico, ou seja, a adoção de um vertedor na saída do modelo.

A representação da topografia é através da inserção automática do arquivo do MDT, na Figura 59 é ilustrado a representação da topografia inserida diretamente através do arquivo do MDT no modelo IBER.

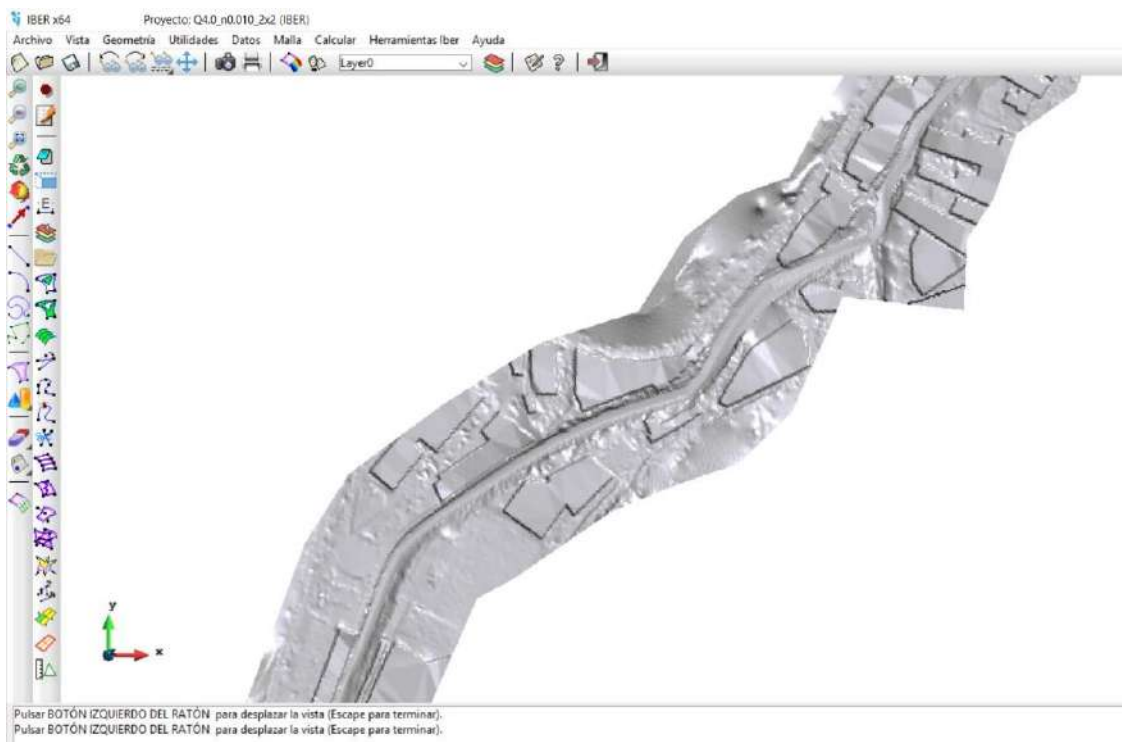


Figura 59 – A representação do terreno no ambiente IBER diretamente do arquivo do MDT.
Fonte: Autor.

A representação do terreno é rica em detalhes, representando exatamente as feições compostas no modelo digital de terreno como a calha do rio e os blocos de edificação.

A condição inicial, semelhante ao HEC RAS, foi considerado que o rio estava seco, e que toda a massa que entra no sistema advém apenas de duas entradas. Isto facilita o controle dos resultados e ainda simula a condições de escoamento permanente em um rio. Como coeficiente de rugosidade foi utilizado os valores da das Tabela 6 e Tabela 7.

Como passo de tempo foi considerado 80 segundos e o tempo máximo de simulação foi de 100.000 segundos.

Não se adotou um segundo como passo de tempo, pois, os resultados estavam gerando arquivos muito grandes, superando a capacidade de armazenamento de dados de um computador de mesa, que comumente os modeladores tem acesso, impossibilitando a modelagem de todos os diferentes cenários. E, portanto, foi escolhido o maior tempo que não apresentasse erro de Courant.

Quanto ao tempo total da simulação, depois dos primeiros testes iniciais, ficou verificado a necessidade de um tempo maior para que o escoamento se estabilizasse na seção final de controle, e por isso o tempo deve que ser maior do que o adotado no HEC RAS.

Resta ressaltar que a implementação não foi fácil e rápida, levou certo tempo para implementar até que fosse possível a construção de um esquema que não apresentasse erro durante a simulação, como o erro de Courant, que posteriormente, ao analisar todo esquema montado se identificou que os erros poderiam ser oriundos da malha ou então pelo passo de tempo, após uma série de tentativas, foi então, possível implementar este formato de abordagem que não apresentou problemas na simulação.

3.2.3 MODCEL

Como o modelo permite a resolução do escoamento através das equações de Saint Venant, através de ligações de Canal, e também, permite a resolução pela equação da onda difusiva, através das ligações tipo Planície.

Inicialmente, seria necessário apenas um arranjo de geometria para que fosse possível modelar o rio Piabanha usando ambas as soluções, porém, devido à instabilidade do modelo em solucionar o escoamento através das equações de águas rasas. Foram necessários dois arranjos de geometria.

Ao contrário do que se podia imaginar, o fato de ter sido constatado instabilidade no modelo, foi possível explicar parte dos resultados encontrados nos demais modelos, como será mostrado adiante neste trabalho.

A implementação no modelo se iniciou com auxílio do ARCGIS, onde foi possível analisar o perfil longitudinal do rio Piabanha e então realizar a proposição das células. A proposição das células de canal influencia, diretamente no arranjo das células de planície, portanto, o modelador além de considerar o perfil longitudinal do rio, também deve imprimir no arranjo, sua interpretação do escoamento na planície de inundação, definindo o arranjo das células de planície.

O fato de o modelador necessitar imprimir sua interpretação do escoamento, ao construir disposição das células, é algo que consome tempo, em comparação aos demais modelos, o tempo inicial de implementação é muito

maior do que nos demais modelos. Contudo, este tempo é recuperado nas simulações. Quanto mais tempo se gasta na etapa de implementação, menos tempo é gasto com as simulações e obtenções dos resultados.

O foi utilizado apenas células do tipo: Canal, Planície e Planície Urbanizada, sendo estas últimas, passível de armazenamento de água.

Como a célula de Canal considera, obrigatoriamente, que a forma da seção seja retangular, assim, a largura atribuída a célula de canal pode influenciar os resultados.

O modelador deve lançar mão da interpretação e, portanto, precisa atribuir a largura da célula, de tal forma, que a largura represente a seção média do rio. A Figura 60 ilustra uma seção retangular média inserida sobre uma seção natural hipotética.

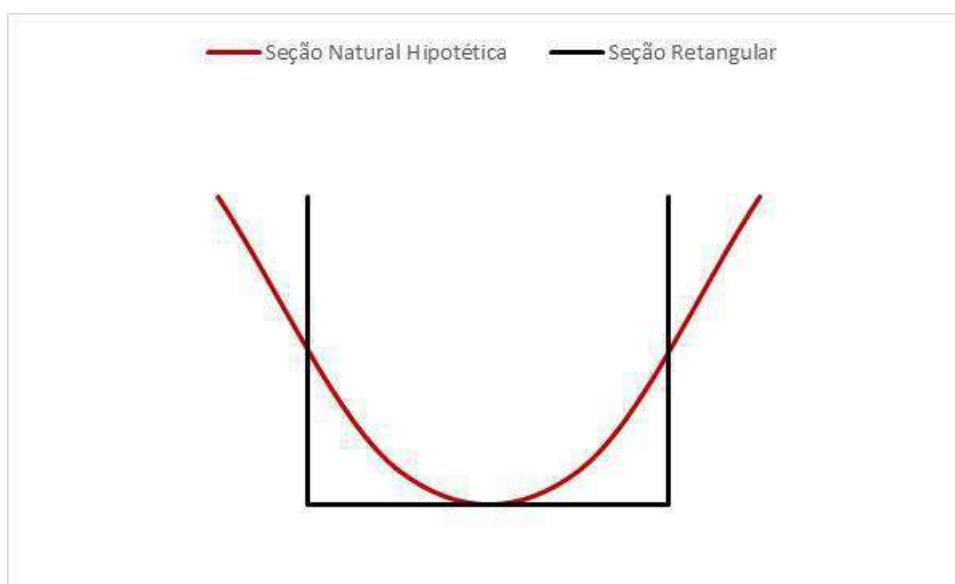


Figura 60 – Seção retangular média, sobre uma seção natural hipotética. Fonte: Autor.

Apesar de simples, a ideia de representar um rio através de uma seção retangular, facilitando os cálculos. Todavia, isto tem impactos, principalmente na relação nível d'água *versus* vazão.

Quanto as ligações, a modelagem contempla três tipos de ligação: ligação do tipo Canal (Saint Venant); ligação do tipo Planície (Onda Difusiva); e ligação do tipo Vertedor (Equação do vertedor de soleira livre).

Além das informações das células, é necessário informar ao modelo a cota de fundo das células, largura dos vertedouros, distâncias entre células, área

das células e coeficiente rugosidade de Manning, este último foi retirado do mapa de uso do solo apresentado na Figura 49.

Cabe ressaltar que as informações topográficas foram extraídas do MDT. Foi utilizado a menor cota do MDT inserido na célula para representar a topografia da célula.

Apesar de usar o ARCGIS para implementação, caba salientar que a interface do modelo permite a construção inteira da geometria dentro do programa, porém, como outros modelos, permite facilmente a importação de informações do ambiente SIG, facilitando o intercâmbio de softwares.

Na Figura 61 é apresentado o primeiro esquema da topografia do rio Piabanha representada em células no ambiente do modelo MODCEL.

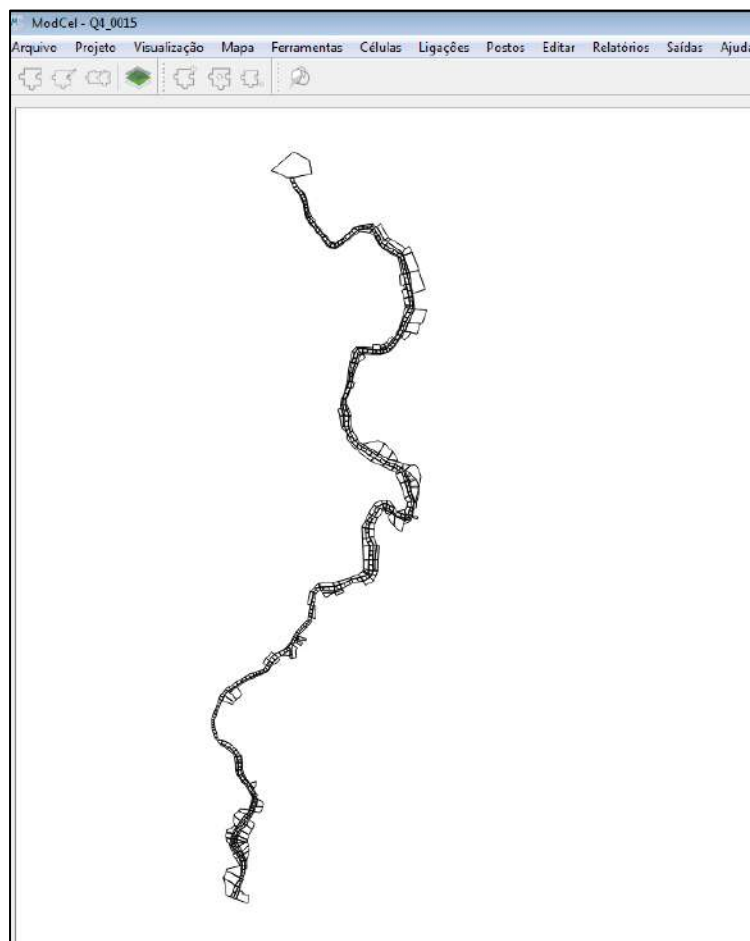


Figura 61 – Arranjo da geometria em células no ambiente do modelo MODCEL. Fonte: Autor.

Ao final, a topografia complexa do rio Piabanha foi representada por 564 células, sendo 70 células de Planícies, 220 de Planícies Urbanizadas e 274 células de Canal.

Como condição de contorno, foram consideradas as entradas de vazões no rio Piabanha e em seu afluente rio Poço do Ferreira, como esquematizado na Figura 47. Como condição e saída, o MODCEL permite a construção de uma célula com volume muito grande e com cota negativa, de tal forma que o escoamento nas seções de controle não fosse, de maneira alguma, influenciado pelas condições de saída do modelo.

Uma diferença existente na modelagem com o MODCEL, para os demais modelos, é a condição inicial, quando se utiliza células do tipo canal, onde o equacionamento do escoamento será pelas equações de Saint Venant, o modelo exige um nível d'água inicial nestas células. De forma automática ao definir a cota de fundo das células de canal, o modelo atribui 10 cm como inicial nestas células.

Esta condição pode ser facilmente alterada, porém, algo que é habitual é, inicialmente realizar simulação com as ligações do tipo Planície ao invés do tipo Canal, e, com os resultados, extrair o NA final de cada célula e posteriormente utilizar como condição inicial para as células de canal. Isto, auxilia, na maioria das vezes, a estabilidade de cálculo do modelo e acelera o processo de modelagem.

Seguindo o conceito dos demais modelos, a ideia era definir um tempo que fosse suficiente para estabilidade da vazão nas seções de referência, neste caso células. Existem diferenças no passo de tempo para os diferentes cenários de vazão.

Na maioria das simulações, o passo de tempo foi de 300 segundos, com 150 subdivisões do passo de tempo, contudo, algumas simulações foram necessárias diminuir o passo de tempo para 60 segundos, mas no geral, quase todas as simulações usaram o maior passo de tempo.

Como será esclarecido posteriormente, a modelagem utilizando as ligações do tipo canal não foi simplória, resultando em muitas adversidades, que inicialmente não eram bem compreendidas, mas, conhecendo a implementação numérica por trás do modelo e as anomalias acusadas por ele, foi possível construir um esquema geométrico que fosse capaz de prover resultados, bem como auxiliar o entendimento dos resultados dos demais modelos.

Sendo assim, após diversas tentativas de simular o escoamento através do equacionamento de Saint Venant, a geometria foi reduzida apenas ao rio Piabanha, com o propósito de investigar os possíveis causadores de instabilidade do modelo.

Portanto a geometria apresentada na Figura 61, foi utilizada na abordagem que utilizou o equacionamento da onda de difusão, ou seja, a ligação entre canais, que antes eram ligações do tipo canal, fora substituída por ligações do tipo planície.

Sendo necessário uma nova geometria, representado apenas a calha do rio Piabanha, com objetivo de eliminar possíveis erros que não estivessem relacionadas especificamente com o escoamento no rio Piabanha e que pudessem de alguma forma instabilizando o cálculo numérico. Assim a nova geometria é apresentada na Figura 62.

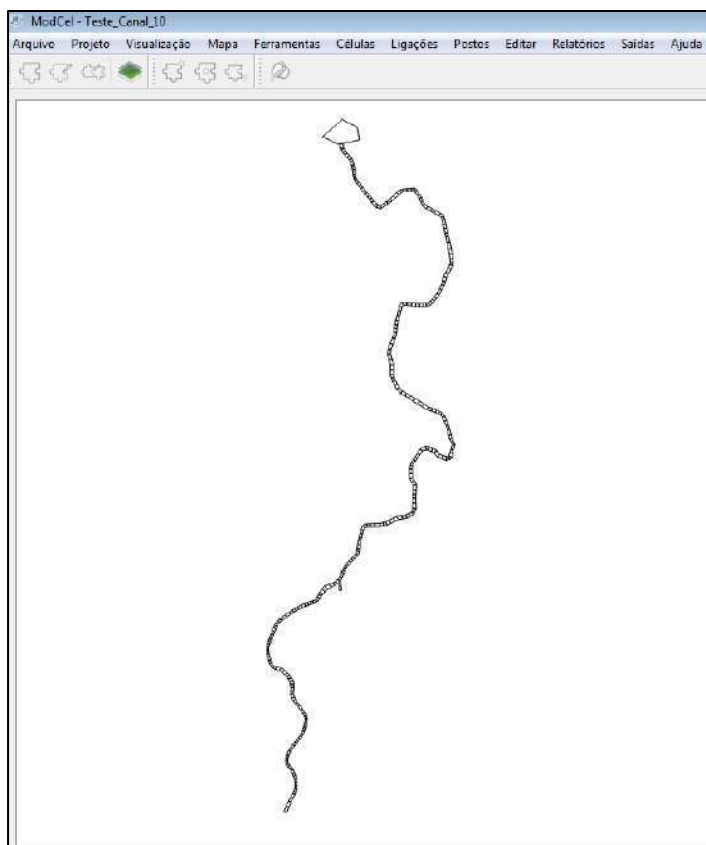


Figura 62 – Arranjo de células de canal no ambiente do modelo MODCEL. Fonte: Autor

Este segundo arranjo de células resultou 271 células de canal. Como condições de contorno foram usadas as mesmas do esquema anterior.

Como na geometria anterior, o tempo total de simulação foi adaptado para cada cenário de vazão, sendo o passo de tempo de 1 segundo, com 100 subdivisões do passo de tempo. O tempo total de simulação dependeu do coeficiente de rugosidade de Manning, quanto maior este, maior o tempo de simulação.

Contudo, existe uma profunda diferença entre as geometrias, e até aos demais modelos. Para que fosse possível obter resultados através do equacionamento de Saint Venant, foi necessário modificar a topografia, não sendo utilizada nem a topografia do MDT nem a topografia proveniente das seções levantadas em campo.

O MODCEL permite a interpretação da topografia pelo modelador, assim, esta foi simplificada, de modo que fosse preservado apenas as principais características, como os controles hidráulicos. Suavizando os contra declives que não contribuem pra dinâmica do escoamento, e só servem como área de armazenamento da calha. A Figura 63 apresenta a simplificação realizadas no leito do rio Piabanha.

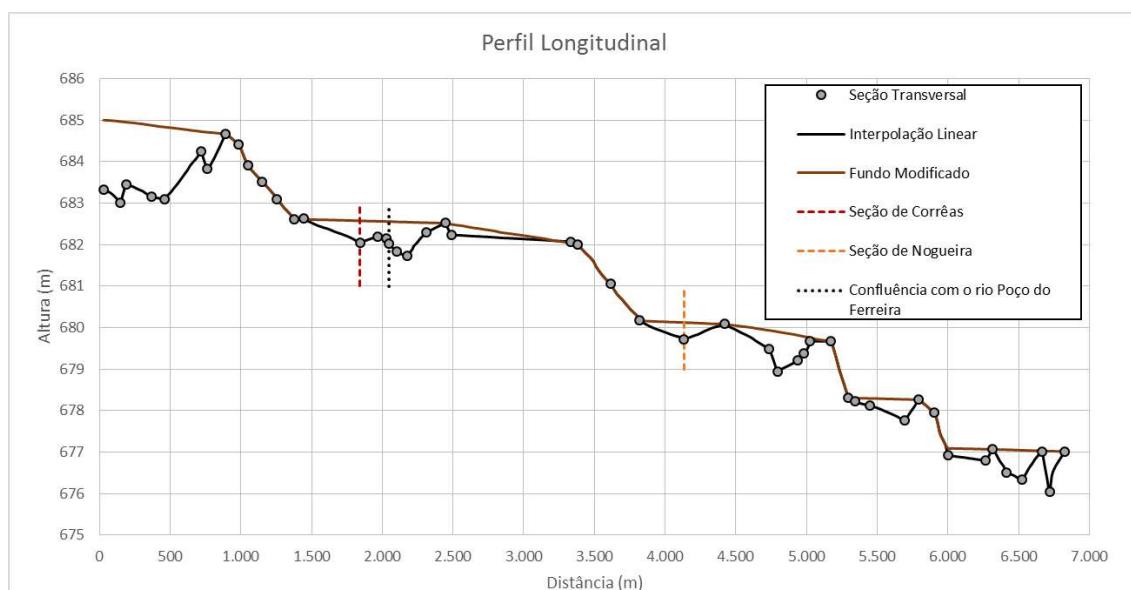


Figura 63 – Simplificação do fundo do rio Piabanha para a representação da topografia.

A suavização consistiu em preencher as irregularidades do leito do rio Piabanha, portanto, se elevou as cotas do leito do rio.

A simplificação foi sendo realizada de forma moderada, simplificando aos poucos a topografia e simulando no modelo, até o momento que foi possível simular sem que houvesse erros ou anomalias.

Ao suavizar o fundo, se tentou preservar as principais características do rio Piabanha, sempre tentando preservar as características dinâmicas da topografia, preservando apenas os aspectos que influenciam no escoamento, negligenciando as áreas de contra declive, que inicialmente preservam as áreas de armazenamento do leito do rio.

É evidente que tal alteração na topografia modificou a premissa inicial, de comparação dos modelos. Ao alterar a topografia, se impacta na comparação entre modelos, mesmo, que a interpretação, seja algo inerente ao processo de modelagem com o MODCEL.

Esta modificação na topografia, ajudou a explicar os resultados que serão expostos em seguida.

Após assumir esta simplificação, foi possível realizar quase todas as simulações sem mais anomalias.

Como condição inicial, foi adotado o NA final, provenientes da simulação com a equação da onda difusiva para o cenário de vazão de 44,8 m³/s. Esta condição inicial foi adotada para todas as simulações, o que para as simulações de menor vazão, acarretou em picos iniciais de vazão como serão mostradas adiante. Contudo, esperando tempo suficiente para que a vazão se estabilizasse, não há problemas em adotar esse NA como condição inicial.

3.3 RESUMO DA CONTRUÇÃO DA MODELAGEM

Todas as informações detalhadamente apresentadas no Item CONSTRUÇÃO DA MODELAGEM foram sintetizadas, sendo apresentadas aqui.

A seguir é apresentado no Quadro 1 um resumo das simulações, relacionando o modelo utilizado, com a abordagem da modelagem, bem como o equacionamento adotado e a origem da informação topográfica.

Quadro 1 – Resumo das simulações relacionando o modelo hidrodinâmico, abordagem da modelagem, equacionamento do escoamento e a fonte da topográfica.

Modelo	Abordagem	Equação	Fonte Topográfica
HEC RAS	Unidimensional	Balanço de Energia	Seções Transversais de Campo
			MDT
		Saint Venant	Seções Transversais de Campo
			MDT
MODCEL	Quasi 2D	Onda Difusiva	MDT
		Saint Venant	MDT modificado
HEC RAS Versão 5.0.3	Bidimensional	Onda Difusiva	MDT
		Saint Venant	MDT
HEC RAS Versão 5.0.5	Bidimensional	Onda Difusiva	MDT
		Saint Venant	MDT
IBER	Bidimensional	Saint Venant	MDT

Cabe reforçar que a simulação com o MODCEL, equação de Saint Venant, a topografia, oriunda do MDT, sofreu alterações. E as simulações com as diferentes versões do HEC RAS 2D, com a equação da onda difusiva, possui uma diferença na resolução da malha de cálculo.

Ao todo foram três cenários de vazão, para quatorze coeficientes de rugosidade associado a superfície do rio e onze simulações com os diferentes modelos, abordagens, equações e fontes topográficas, totalizando 462 simulações, sem contabilizar as simulações para verificação de alguns resultados.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 RESULTADOS

Com o objetivo de tornar a leitura menos cansativa, os resultados do comportamento da vazão ao longo do tempo de simulação para as quatro seções de monitoramento, que comprovam a estabilidade da vazão em cada modelo serão individualmente apresentados ao final desta dissertação no item APÊNDICE.

Quando relevante, o autor mencionou especificidades dos resultados, fazendo menção a figura correspondente, para que o leitor possa, a qualquer momento, consultar o apêndice e acompanhar o raciocínio exposto aqui.

Os resultados serão condensados, sendo apresentados para cada modelo, abordagem, para cada seção de controle (Corrêas e Nogueira) e para os diferentes cenários de vazão.

Os resultados, também serão apresentados em conjunto ao “provável” nível d’água da seção, observado durante a medição de descarga.

Este valor de nível “provável” foi calculado através das informações de leitura de régua associado a cada medição de vazão, e a cota altimétrica da régua foi corrigida à altimetria referenciada ao IBGE.

Como foi explanado anteriormente, há uma divergência no levantamento de cotas, e, como este, não foi corrigido com um novo levantamento, se buscou transformar as cotas utilizando as duas referências de nível do IBGE, adotando o menor e o maior valor encontrado, criando uma faixa provável do nível d’água observado, além disso, ainda foi somado ou subtraído o erro do equipamento utilizado no levantamento, 15 mm mais 1 mm para cada quilometro levantado, assim se tem os seguintes níveis:

Para o cenário de vazões 1,6 m³/s, para a seção de Corrêas se tem o valor máximo provável foi de 683,10 m enquanto o mínimo provável de 683,02 m. Já para a seção de Nogueira, se tem valor máximo provável foi de 679,93 m e o mínimo provável de 679,86 m.

Já para o cenário de vazão de 4,0 m³/s, para seção de Corrêas, o valor máximo de nível d’água provável é de 683,32 m enquanto o valor mínimo de

nível d'água é de 683,24 m. Para a seção de Nogueira, o valor máximo de nível d'água é de 679,93 m, e para o valor mínimo 679,86 m.

O cenário de vazão de 44,8 m³/s, possui uma particularidade, uma vez que durante a medição de vazão, ocorreu variação de leitura de régua, foi necessário inserir esta variação na faixa provável de nível d'água. Logo, se obtém: o nível máximo provável para a seção Corrêas é de 684,82 m e o valor mínimo é de 683,60 m. Para a seção de Nogueira o valor máximo de nível d'água é de 682,06 m enquanto o menor valor de nível d'água é de 681,84.

Foi calculado um coeficiente de rugosidade para o trecho da estação de Corrêas, simplificando a Equação 57. Na data do levantamento de seção o nível d'água na estação de Corrêas era próximo do NA na data da medição de vazão do dia 01/11/2016 de 1,1 m³/s. Utilizando a declividade de linha d'água, extraída do levantamento e considerando que a velocidade da água no trecho é compatível com a do dia 01/11/2016, ou seja, de 0,241 m/s, se obteve como coeficiente de rugosidade de Manning de 0,037.

Assim, com ressalvas, pode se considerar que o coeficiente de rugosidade do trecho onde está a seção de Corrêas, deve ser próximo do valor de 0,037 para a vazão próxima do valor de 1,1 m³/s. Este processo de estimativa do coeficiente de rugosidade não foi realizado para o trecho da estação de Nogueira por motivos que serão justificados posteriormente.

É importante ressaltar que os resultados correspondem exatamente com os resultados que os modelos obtiveram. Em certo momento, ocorreu uma autoanálise das decisões do modelador, de forma que fossem realizadas simulações testes para verificar se decisões do modelador, como condições de contorno e inicial interferiram nos resultados, bem como o tamanho da malha de cálculo. Porém, nenhuma das mudanças ocasionaram modificação dos resultados nas seções de Corrêas e Nogueira. Sendo assim, os resultados serão apresentados a seguir.

4.1.1 HEC RAS

4.1.1.1 HEC RAS ABORDAGEM UNIDIMENSIONAL

A abordagem unidimensional tinha como objetivo avaliar tanto os diferentes métodos de cálculo frente a variação do coeficiente de rugosidade de Manning, bem como avaliar se há interferência significativa na escolha da origem das informações topográficas, ou seja, MDT *versus* levantamento de seção transversal.

O autor julgou ser mais proveitoso apresentar todos os resultados da modelagem unidimensional juntos.

Antes de apresentar os resultados, será exposto os problemas enfrentados durante o processo de modelagem.

No que tange a modelagem unidimensional utilizando a equação de Saint Venant e topografia oriunda do MDT, o modelador não foi capaz de estabilizar o modelo HEC RAS e por fim apresentar resultados que pudessem ser comparados ao demais modelos.

Inicialmente, o arranjo montado para modelagem unidimensional, o modelador lançou 160 seções sobre o MDT, a representação topográfica do rio Piabanha foi representada com 160 seções.

Durante o processo de modelagem, ao analisar os primeiros resultados, foi possível verificar que as vazões não estabilizavam, impedindo que fosse possível extrair um valor de nível confiável.

A vazão foi considerada constante, e o modelo começou seco, por tanto, seria necessário aguardar tempo suficiente para que a vazão estabilizasse em todo modelo, ou seja, para o cenário de vazão 1,6 m³/s, após tempo suficiente, a vazão estabilizaria nos valores de 1,1 m³/s ou de 1,6 m³/s, dependendo da seção em análise.

O que se observou foi diferente, a vazão não instabilizava, não importando o passo de tempo, o cenário de vazões e o coeficiente de rugosidade. A Figura 64 apresenta o comportamento da vazão na seção final de controle, para o cenário de vazão 44,8 m³/s e coeficiente de rugosidade de Manning de 0,025.



Figura 64 – Vazão de saída do modelo, analisada na seção final de controle, para o cenário de 44,8 m³/s. Fonte: Autor.

Na Figura 64, em azul, é apresentado o comportamento da vazão ao longo do tempo. Inicialmente a vazão é de 44,8 m³/s e então passa a cair, oscilando próximo de zero.

Mesmo variando a duração do tempo de simulação, bem como diminuindo o passo de tempo dos cálculos, a vazão não se estabilizava e nem se aproximava do valor “alvo”.

Ao analisar os erros se verificou o seguinte: O modelo sugere a inserção de mais seções transversais como mostrado na Figura 65.

A maioria dos erros apresentados pelo modelo, foi em relação a velocidade média, esta mudou abruptamente de uma seção para outra. o que pode ser provocado pela mudança drástica na declividade ou então na forma da seção.

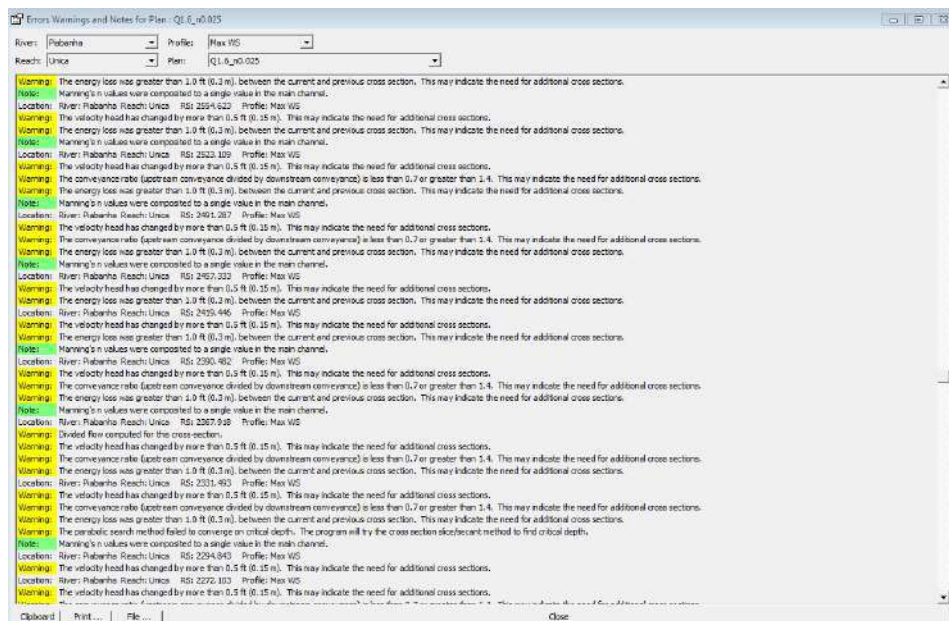


Figura 65 – Avisos de erros informados pelo HEC RAS na abordagem unidimensional. Fonte: Autor.

A sugestão do próprio modelo, é a inserção de mais seções transversais, que podem ser feitas de duas formas, ou interpolando as seções existente, ou, como estas informações são oriundas do MDT, é necessário um novo arranjo de seções sobre o terreno.

Outro erro acusado pelo modelo e que se repetiu, foi a que a perda de energia foi maior que 0,3 m de uma seção para outra, este erro também pode ser corrigido inserindo mais seções transversais ou então mudando o método de cálculo utilizado para determinar a perda de energia.

Seguindo a recomendação do modelo, foi inserido novas seções topográficas, utilizando as informações do MDT. O outro esquema montado, possui 273 seções no trecho de 6 km.

De forma antagônica, ao invés de conseguir a estabilidade do cálculo, o aumento de seção ocasionou ainda mais instabilidade e o resultado da vazão na seção final de controle é apresentada a seguir na Figura 66, para o cenário de vazão 44,8 m³/s e coeficiente de rugosidade de Manning de 0,025.



Figura 66 – Resultado da simulação com acréscimo de seções transversais, cenário de vazão 44,8 m³/s para a seção de controle final. Fonte: Autor.

Na Figura 66 é apresentado o comportamento da vazão ao longo do tempo de simulação. Inicialmente, há um pico de vazão no valor de 44,8 m³/s, logo em seguida a vazão despenca rapidamente para zero, oscilando próximo deste até o final da simulação.

Foram realizados outros testes com combinações distintas do coeficiente de rugosidade e das vazões, mas os resultados foram semelhantes, e o modelo seguiu instável.

Novamente os erros apontados pelo modelo se repetiram: mudanças bruscas da geometria das seções; mudança brusca da declividade. E novamente a solução apontada foi a inserção de novas seções.

Com auxílio do manual do modelo foi possível alterar alguns parâmetros que, em tese, poderiam estabilizar o modelo. Estes parâmetros são encontrados na função “H tab param”, este pode ser encontrado na janela de edição da geometria do modelo.

Esta função permitiu que o modelador altere a forma com que o modelo extrai as informações referentes aos parâmetros hidráulicos da seção transversal, ou seja, o modelador pode optar em discretizar as informações topográficas em pequenos incrementos de cota, o que ajuda na convergência do método numérico, estabilizando o modelo.

Contudo, nenhuma das alterações realizadas pelo modelador foram capazes de estabilizar os cálculos, e por isso não serão apresentados nenhum resultado de nível d'água associados a solução de águas rasas e geometria extraída do MDT.

Já ao utilizar a formulação mais simples, o balanço de energia com remanso, utilizando o mesmo esquema de 273 seções, o modelo não apresenta nenhum erro que impedisse a extração dos resultados. Estes serão apresentados a diante sob o nome “HR 1D MDT”.

Já utilizando as seções provenientes do levantamento de campo, ao utilizar a resolução por Saint Venant, inicialmente também esbarrou em problemas, porém, ao refinar os parâmetros hidráulicos pela ferramenta “H tab param” foi possível obter alguns resultados.

Para o cenário de maior vazão, 44,8 m³/s, o modelo apresentou melhor comportamento, oscilando inicialmente, porém estabilizando a vazão próximo da vazão “alvo” possibilitando a extração de um valor de nível d'água, como mostrado na Figura 67.

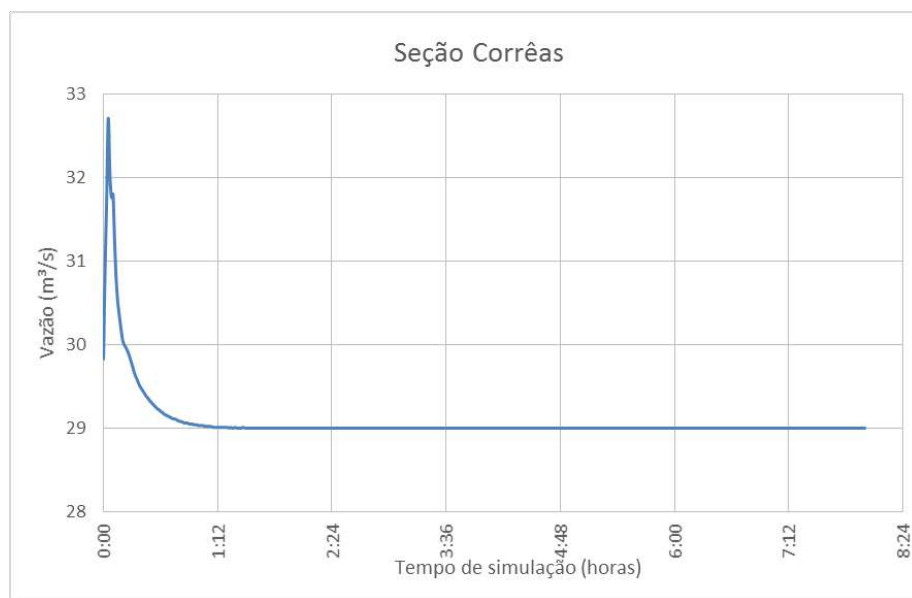


Figura 67 – Variação da vazão na seção de Corrêas para o cenário de a vazão de 44,8 m³/s, para simulação no modelo HEC RAS abordagem unidimensional e equação completa, Manning 0,030.

No início a vazão supera os 32 m³/s, para posteriormente estabilizar no valor de 29 m³/s. Após a estabilização da vazão é verificado o nível d'água nas seções de controle.

Ao modificar o coeficiente de rugosidade, diminuindo este para o valor de 0,025. O modelo desestabiliza, o valor de vazão varia ao longo da simulação, como mostrado na Figura 68.

De fato, substituir o coeficiente de rugosidade, foi suficiente para desestabilizar o modelo impedindo a extração de resultados confiáveis.

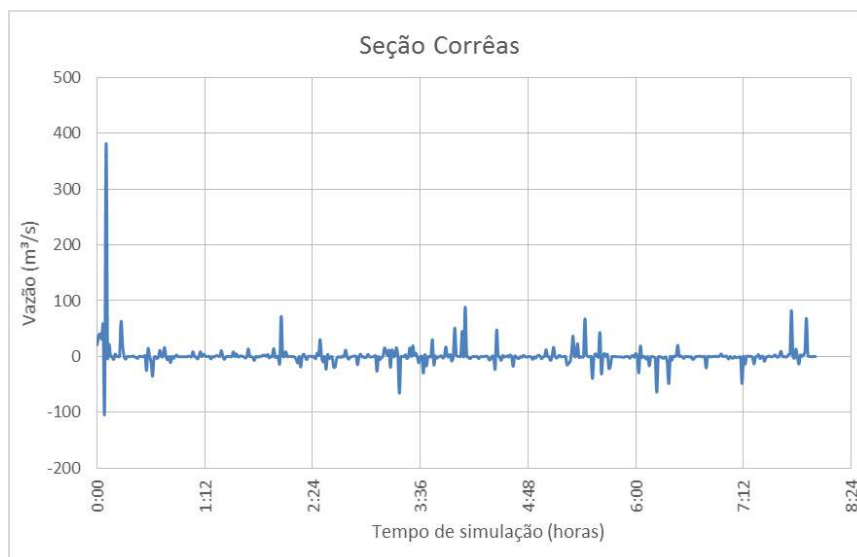


Figura 68 – Variação da vazão na seção de Corrêas para o cenário de a vazão de 44,8 m³/s, para simulação no modelo HEC RAS abordagem unidimensional e equação completa, Manning 0,025.

Isto não ocorre somente para o cenário de vazão 44,8 m³/s, mas para os demais. Para os outros cenários, só foi possível a extração de três resultados, estes associados aos valores de rugosidade mais altos, e, portanto, não são tão relevantes para análise, como será mostrado em breve.

Todavia, os resultados das simulações que utilizaram as equações de Saint Venant como solução, bem como as informações provenientes diretamente das seções transversais serão apresentadas sob o nome “HR 1D SV SEC” para cada cenário de vazão.

Utilizando ainda esta geometria, com o equacionamento mais simples. Não há ocorrência de problemas, a simulação seguiu sem contratempos. E os resultados serão apresentados sob o nome “HR 1D SEC”.

Assim, na Figura 69, são apresentados os resultados para o cenário de vazão 1,6 m³/s para a seção de monitoramento de Corrêas.

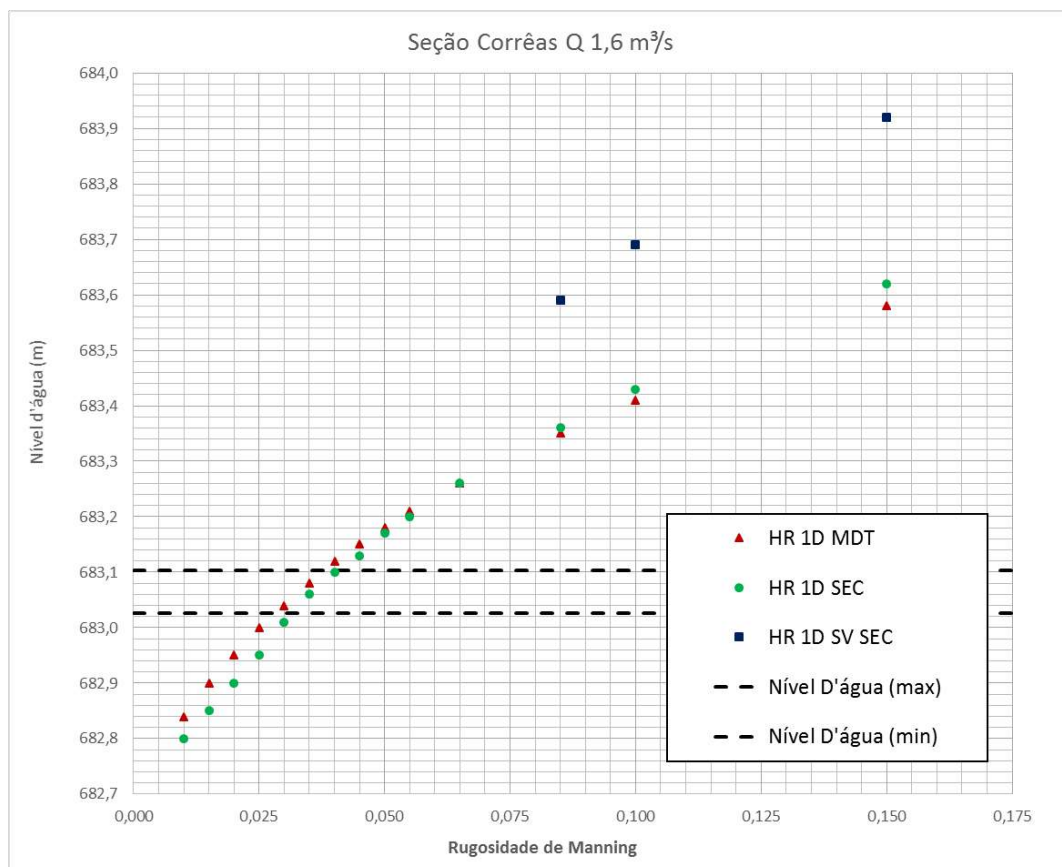


Figura 69 – Resultado dos níveis d'água para os diferentes coeficientes de rugosidade de Manning na seção de Corrêas para a vazão de 1,6 m³/s, simulação no modelo HEC RAS abordagem unidimensional.

Analisando a Figura 69, quando utilizado o equacionamento mais simples, do balanço de energia, o modelo foi capaz de reproduzir o observado durante a medição de vazão, sem grande interferência da topografia, ou seja, as distintas fontes de informação topográfica foram capazes de reproduzir o observado.

É claro que há distinção nos resultados, porém, o comportamento geral é semelhante. Em ambos, os valores de rugosidade capazes de reproduzir o NA observado, variaram de 0,030 a 0,040. A diferença média foi dos resultados foi de 2 cm.

Já para o modelo que utilizou a equação de Saint Venant para resolução, os resultados foram divergentes em comparação aos demais resultados, sendo em média uma diferença de 25 cm dos demais resultados.

Na Figura 70 são apresentados os resultados para o cenário de vazão 1,6 m³/s para a seção de monitoramento de Nogueira.

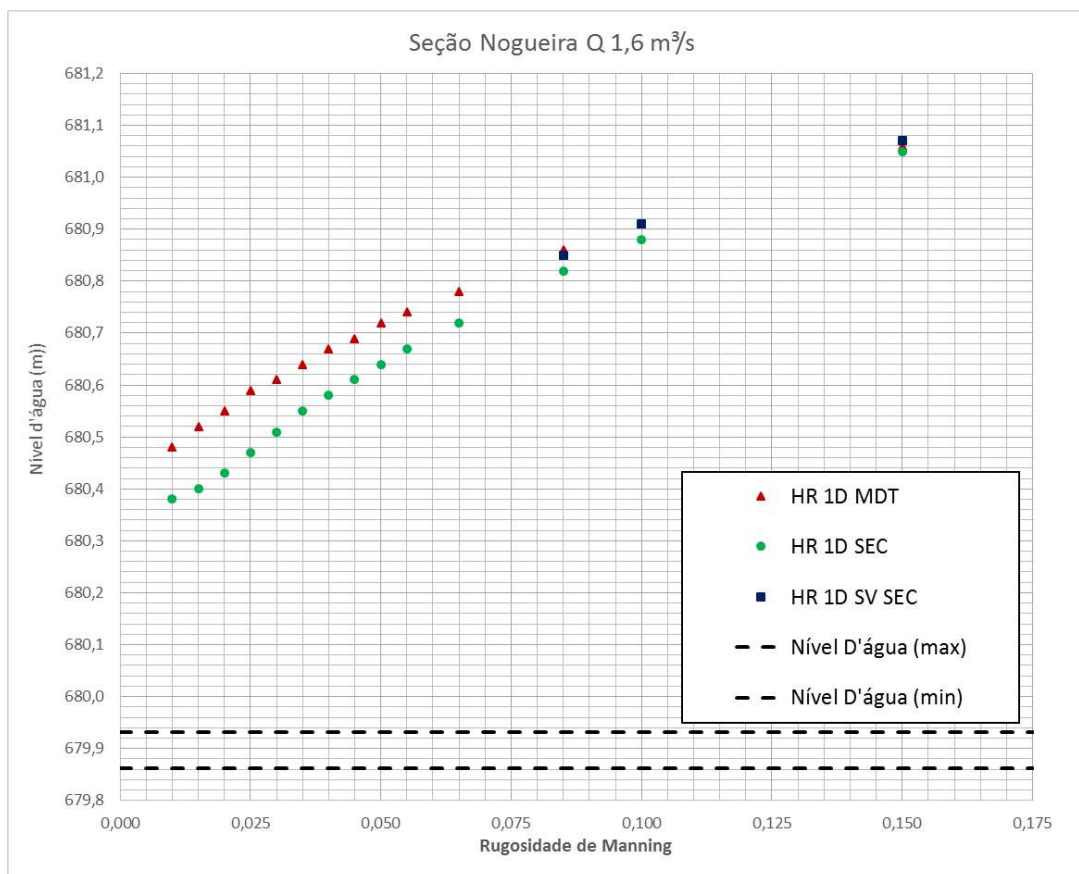


Figura 70 – Resultado dos níveis d'água para os diferentes coeficientes de rugosidade de Manning na seção de Nogueira para a vazão de 1,6 m³/s, simulação no modelo HEC RAS abordagem unidimensional. Fonte: Autor

Observado a Figura 70, fica claro que nenhuma das abordagens foram capazes de reproduzir o NA observado em campo.

Além disso, existe um descolamento entre os resultados, da abordagem que utilizou a equação do balanço de energia. A diferença média dos resultados foi de 8 cm.

Ao comparar os resultados que utilizaram o equacionamento de Saint Venant, os resultados são próximos da abordagem que utilizou o MDT como fonte de informação topográfica.

A Figura 71 apresenta os resultados do cenário de 4,0 m³/s para a seção Corrêas.

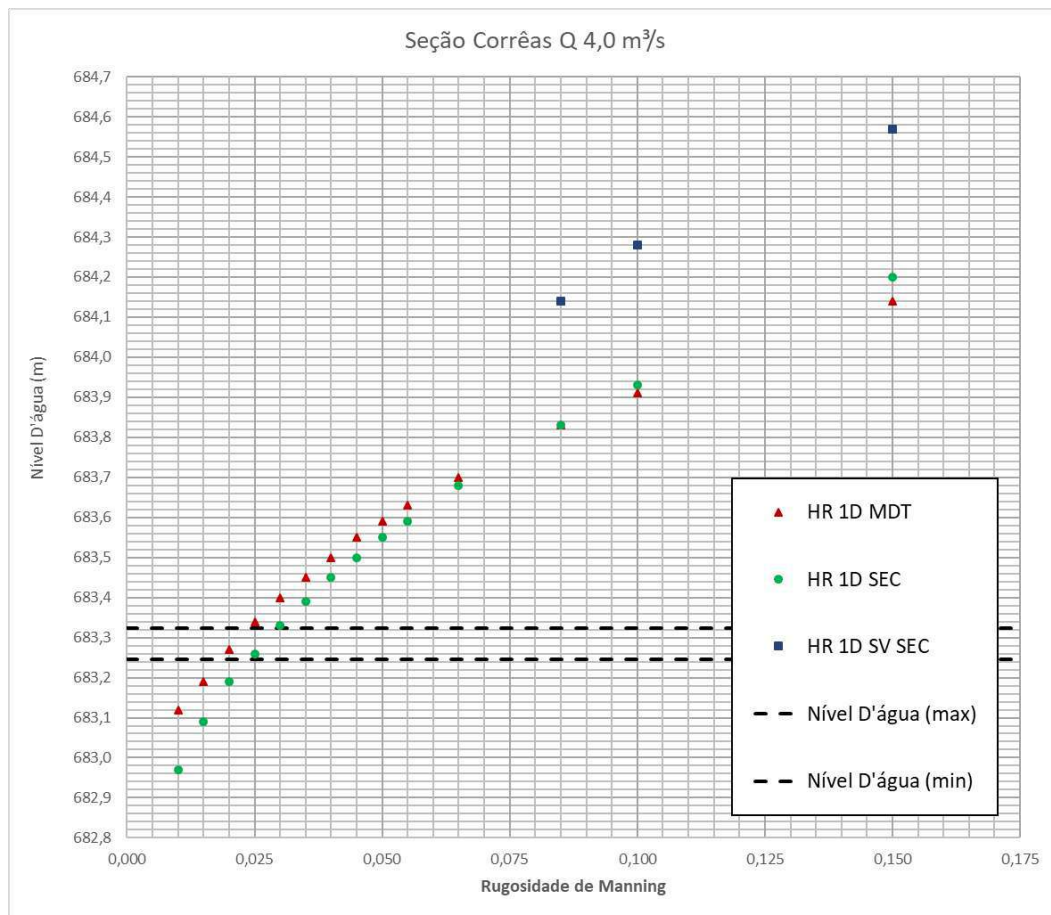


Figura 71 – Resultado dos níveis d'água para os diferentes coeficientes de rugosidade de Manning na seção de Corrêas para a vazão de 4,0 m³/s, simulação no modelo HEC RAS abordagem unidimensional. Fonte: Autor

Examinando a Figura 71, novamente, quando utilizado o balanço de energia, o modelo foi capaz de reproduzir o observado em campo. As distintas fontes de informação topográfica foram capazes de reproduzir o observado.

Há distinção nos resultados, porém o comportamento geral é semelhante. Para o esquema que utilizou as informações do MDT, os valores de rugosidade capazes de reproduzir o NA observado, variaram de 0,020 a 0,025.

Já para o esquema que utilizou a representação topográfica das seções provenientes do levantamento de campo, os valores de rugosidade capazes de reproduzir o NA observado, variaram de 0,025 a 0,030.

A diferença média dos resultados entre estas duas abordagens foi de 5 cm.

Novamente, ao utilizar a equação de Saint Venant, a mesma apresenta valores distantes dos demais, diferenciando das demais abordagens em média de 30 cm.

Na Figura 72 são apresentados os resultados do cenário de 4,0 m³/s para a seção Nogueira.

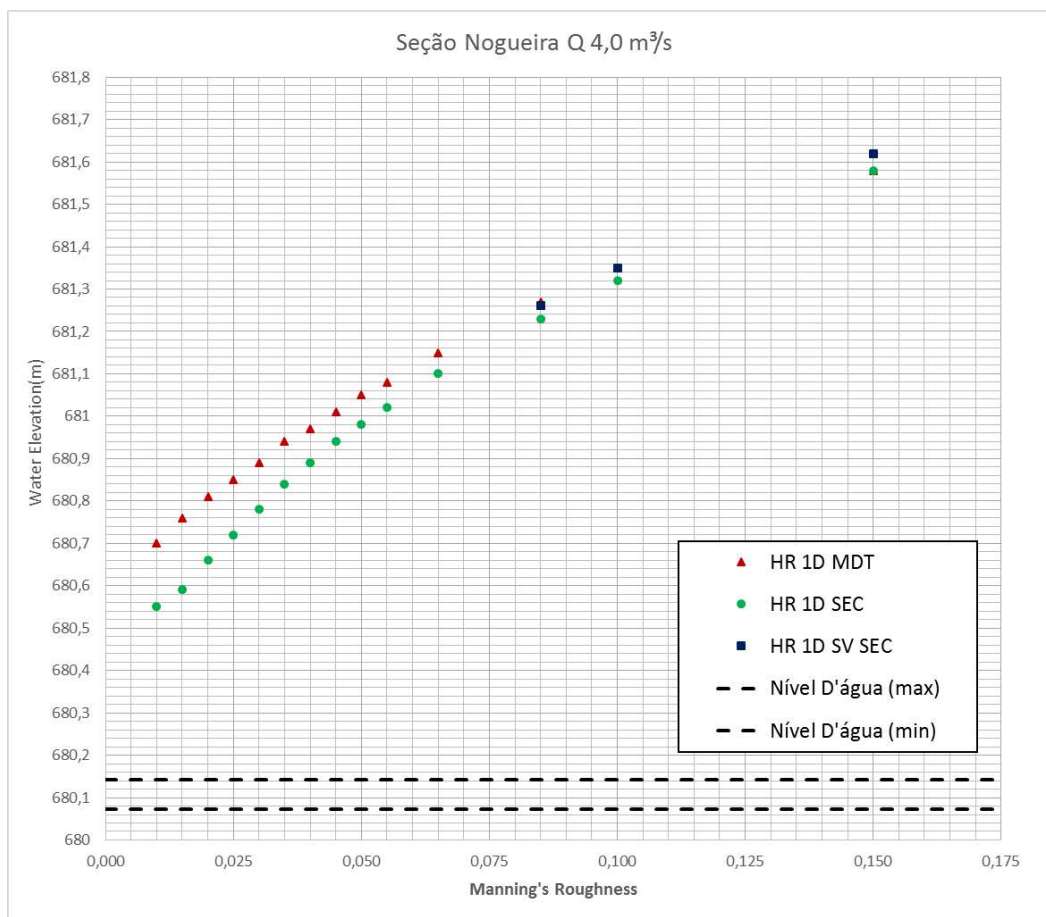


Figura 72 – Resultado dos níveis d'água para os diferentes coeficientes de rugosidade de Manning na seção de Nogueira para a vazão de 4,0 m³/s, simulação no modelo HEC RAS abordagem unidimensional. Fonte: Autor

Novamente, para a seção de nogueira, nenhuma das abordagens foram capazes de reproduzir o NA observado em campo.

A média da diferença, entre as abordagens que utilizaram dados topográficos oriundos de fontes distintas, é de 8,6 cm.

Analogamente ao cenário de vazão 1,6 m³/s, a simulação que utilizou a equação de Saint Venant, obteve resultados próximos as demais abordagens.

Na Figura 73 são apresentados os resultados do cenário de vazão $44,8 \text{ m}^3/\text{s}$ para a seção de Corrêas.

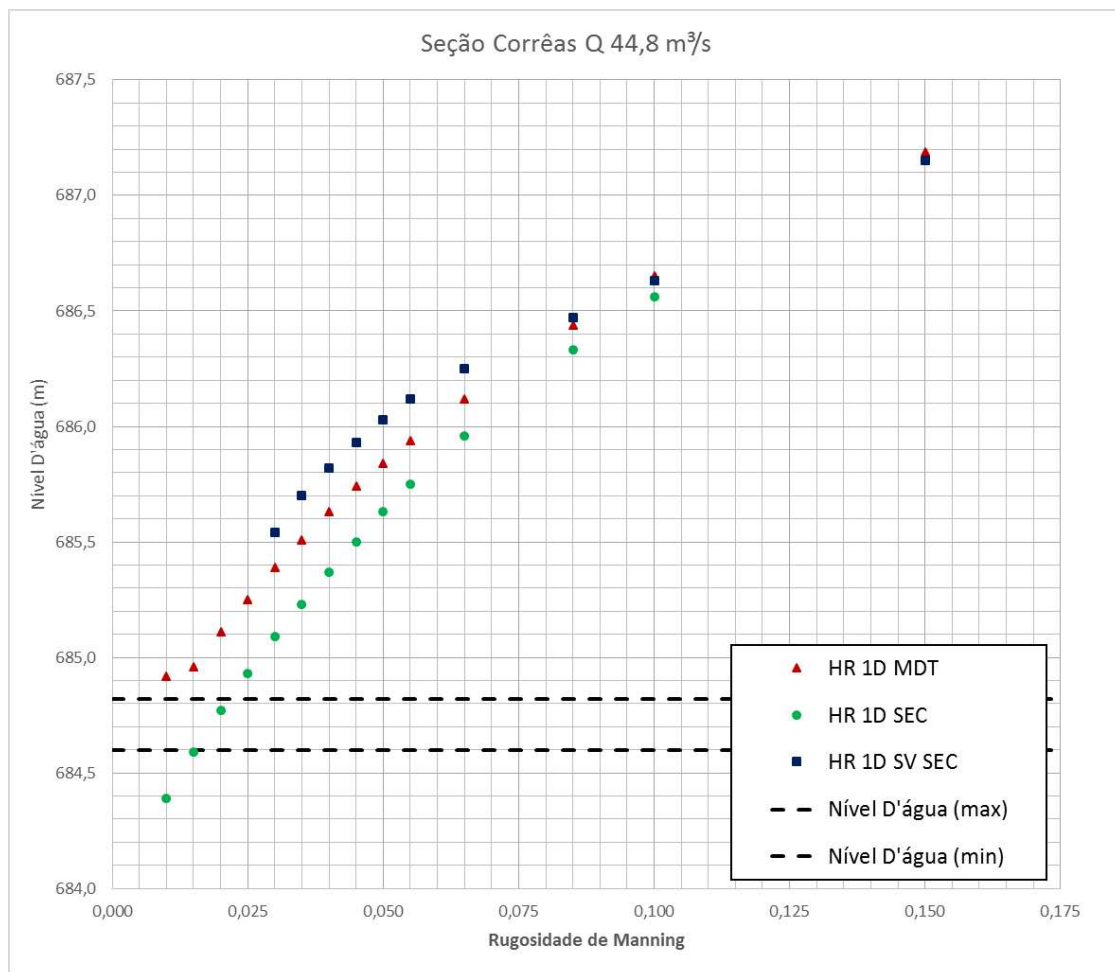


Figura 73 – Resultado dos níveis d'água para os diferentes coeficientes de rugosidade de Manning na seção de Corrêas para a vazão de $44,8 \text{ m}^3/\text{s}$, simulação no modelo HEC RAS abordagem unidimensional.

Divergindo dos demais resultados, apenas a simulação que utiliza as seções transversais foi capaz de reproduzir o NA observado em campo. Sendo a variação do coeficiente de rugosidade de Manning capaz de reproduzir observado de 0,015 a 0,020.

Para simulação que utilizou as informações topográficas provenientes do MDT, nenhuma variação do coeficiente de rugosidade foi capaz de reproduzir.

Avaliando o comportamento dos pontos, para a simulação que utilizou o coeficiente de rugosidade de 0,010, possui tendência distinta aos demais, sugerindo um possível remanso na simulação.

Para a simulação que utilizou o equacionamento de Saint Venant, os resultados mostram que os NA calculados é superior aos demais resultados. Avaliando a tendência dos pontos, é possível que nenhum dos coeficientes de rugosidade seriam capazes de reproduzir o NA observado.

Na Figura 74 são apresentados os resultados do cenário de vazão 44,8 m³/s para a seção de Nogueira.

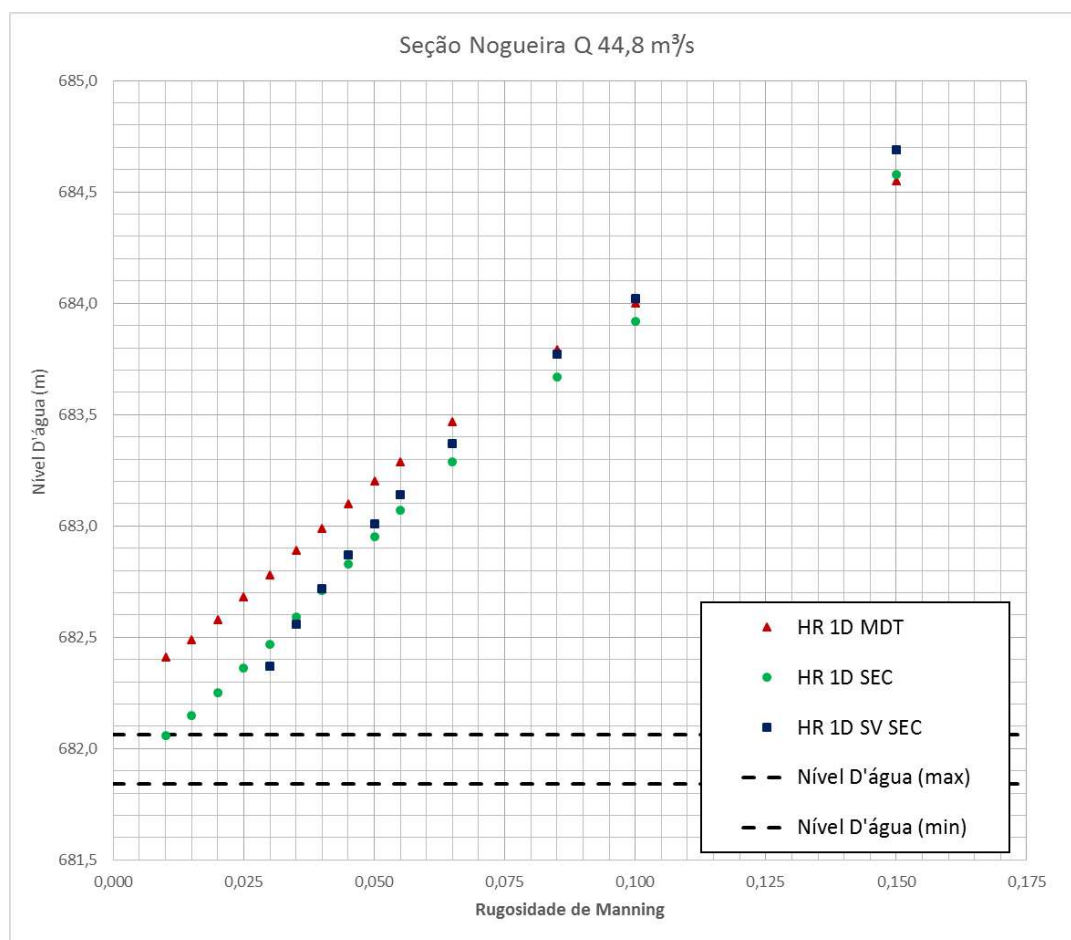


Figura 74 – Resultado dos níveis d'água para os diferentes coeficientes de rugosidade de Manning na seção de Nogueira para a vazão de 44,8 m³/s, simulação no modelo HEC RAS abordagem unidimensional. Fonte: Autor

Diferentemente dos resultados para seção de Corrêas, pela primeira vez, uma das simulações é capaz de reproduzir o NA observado, e o valor de coeficiente de rugosidade é próximo de 0,010.

Este valor de rugosidade é capaz de reproduzir, contudo ele é um valor muito inconsistente, quando se leva em consideração a literatura. Não há apontamento que um rio como o Piabanha pode se adotar tal valor como coeficiente de rugosidade.

Para a simulação que utilizou o MDT, nenhum valor de coeficiente foi capaz de reproduzir o observado. Novamente, há, aparentemente um comportamento de remanso para as simulações com menor coeficiente de rugosidade.

Quanto a simulação que utilizou a equação de Saint Venant, avaliando o comportamento tendencial dos pontos, é possível que, se o modelo tivesse estabilizado, se teria valores de rugosidade que reproduzissem o observado, e provavelmente, um coeficiente de rugosidade maior do que a simulação que utilizou a equação do remanso.

Como visto, para os cenários de menor vazão, $1,6 \text{ m}^3/\text{s}$ e $4,0 \text{ m}^3/\text{s}$, a distinção quanto a origem da informação topográfica não foram capazes de interferir significativamente nos resultados, uma vez que no geral a diferença média foi inferior a 10 cm.

Esta pequena dos resultados pode ser explicada pelo perfil longitudinal, como mostrado na Figura 75, onde há uma comparação entre o perfil longitudinal do leito do rio Piabanha extraído do MDT e do extraído a partir do levantamento de seção.

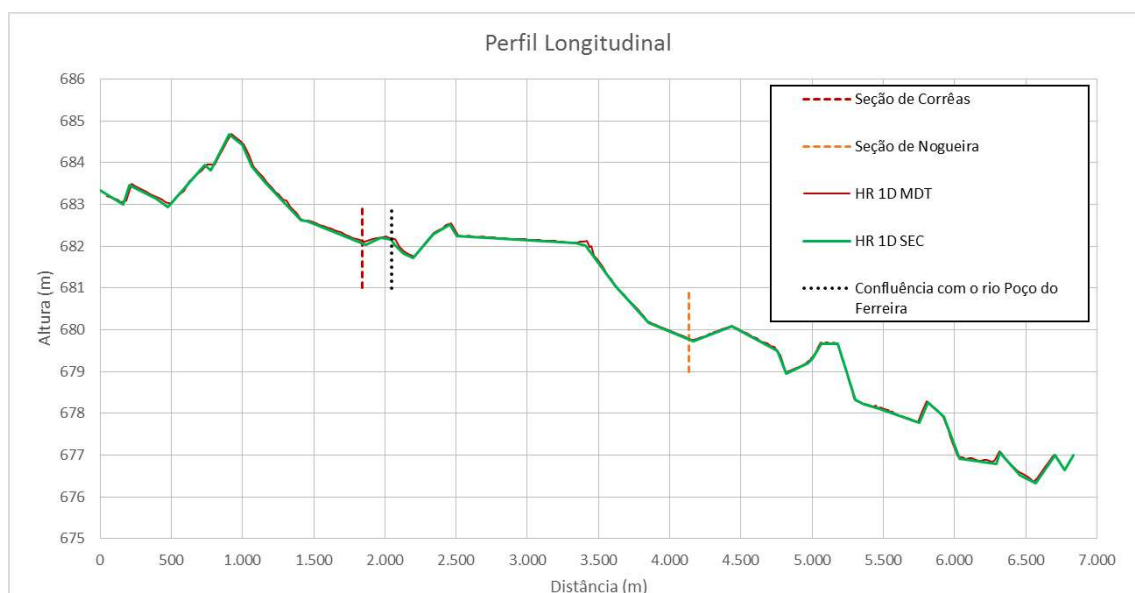


Figura 75 – Perfil longitudinal do rio Piabanha, com informações topográficas oriundas de diferentes fontes. Fonte: Autor

Como visto na Figura 75, há pequenas diferenças nos perfis longitudinais, esta diferença foi criada na interpolação das seções transversais para construção de um modelo contínuo no espaço.

Porém, como a diferença é pequena e para as menores vazões simuladas, o leito é principal responsável pelo comportamento do nível d'água. Senso assim, a origem da topografia não afeta, significativamente os resultados das simulações.

Já para o cenário de maior vazão, há um descolamento dos resultados. E apenas o caso que utilizou os dados topográficos, oriundo apenas das seções transversais, foi capaz de reproduzir o NA observado.

4.1.1.2 HEC RAS ABORDAGEM BIDIMENSIONAL

De modo geral não ocorreu problemas nas simulações, uma vez estabelecidas as variáveis da simulação, só foi preciso ajustar os valores de Manning e aguardar o programa processar.

Os resultados que mostram que o modelo estabilizou para os diferentes cenários de vazões serão expostos no apêndice a esta dissertação, e, sempre que pertinente o autor mencionara especificidades particulares de cada simulação.

Todos os resultados obtidos através da modelagem bidimensional com o modelo HEC RAS serão apresentadas em conjunto, para os diferentes cenários de vazões para as seções de Corrêas e Nogueira.

Em todas as simulações que utilizaram o equacionamento de Saint Venant como solução, apresentou dificuldade com a convergência dos resultados, para ambas as versões do modelo, porém, o somatório dos erros não superam o valor de 1, podendo considerar os resultados como válidos, de acordo com o manual do programa.

De maneira geral, o modelo se comporto como esperado, no que diz respeito ao efeito da rugosidade no tempo de escoamento, ou seja, para todas as simulações, independentemente da versão do programa e do equacionamento utilizado, quando maior o coeficiente de rugosidade, maior a resistência ao escoamento. Sendo assim, o tempo necessário para que a água escoasse por todo o MDT, e, portanto, maior o tempo necessário para que o modelo estabilizasse a vazão.

É importante destacar as vazões negativas na seção de controle de Corrêas, isto se deve as condições iniciais e de contorno adotadas no modelo. Como a seção de controle de Corrêas está próxima a confluência do rio Poço do Ferreira, e neste local foi inserida uma condição de entrada de vazão, como ilustrado na Figura 47.

A vazão oriunda desta, escoar para jusante, mas também para montante, uma vez que o modelo parte da condição de totalmente seco. Então, inicialmente é computada vazão negativa nesta seção até que a água ecoe de fato para a saída do modelo.

Ao passo que a seção de controle se distancia em direção de jusante, mais evidente fica a ação do coeficiente de rugosidade no escoamento.

Independentemente da versão e da equação utilizada, o tempo necessário para estabilização foi decrescente em relação ao cenário de vazão, ou seja, o cenário de maior vazão atingiu a estabilidade de vazão em um tempo inferior aos demais cenários. Sendo o cenário de menor vazão, o cenário que necessitou de mais tempo.

Isto é resultado da condição inicial adotada no modelo, uma vez que se parte da condição de rio “seco”, e existem cavidades no leito do rio que precisam ser preenchidos pela água, ou seja, parte da calha que possui função de armazenamento e que não influencia na dinâmica do escoamento, portanto, em cenários de maior vazão, com maior volume disponível, tais depressões são mais facilmente preenchidas, e, então mais rapidamente é atingido o estado de estabilidade de vazão.

Este preenchimento do leito do rio é importante, inicialmente, pois, serve pra conter volume do escoamento, e este volume retido é considerado estático, uma vez que depois de preenchido, pouco efeito tem no volume que escoar.

Algumas anomalias aconteceram em algumas simulações, como na simulação com o HEC RAS 5.0.3, utilizando a onda difusiva, com cenário de vazão de 44,8 m³/s para a seção final de controle e rugosidade de 0,010 como mostrado na Figura 132 no apêndice, onde ocorre um pico de vazão próximo a 130 m³/s sem explicação.

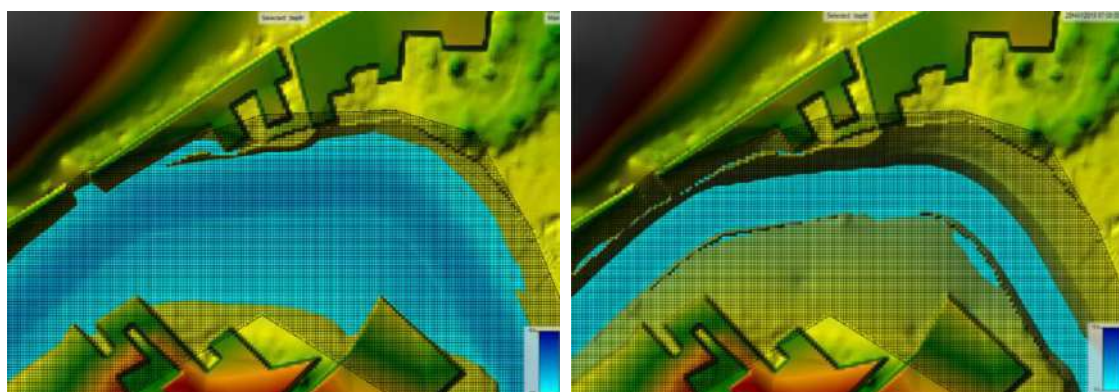
Este pico não ocorre nas demais seções de controle, por tanto o modelador precisa estar atento, uma vez que a incoerência não ocorre em todos os pontos do modelo.

Além deste, há comportamentos distintos também para as simulações com o HEC RAS 5.0.5, utilizando a equação completa, para o cenário de vazão 44,8 m³/s. Para os menores coeficientes de rugosidade, há uma oscilação da vazão, no momento em que esta deveria estar estabilizada, isto pode ser visto nas seções: seção Inicial de controle (Figura 141), Nogueira (Figura 143) e seção Final de Controle (Figura 144).

Ainda, utilizando a versão do HEC RAS 5.0.5, porém, com onda difusiva, para o cenário de vazão 44,8 m³/s, os resultados mostram picos de vazão, sendo maior para os menores coeficientes de rugosidade. O pico aumenta, quanto mais a jusante estão as seções de controle, como mostrado nas figuras: Figura 153, Figura 154, Figura 155 e Figura 156.

Na seção final de controle o pico de vazão ultrapassa 700 m³/s para o coeficiente de rugosidade de Manning de 0,010. Para alguns coeficientes de rugosidade não há o pico de vazão, o que indica que o coeficiente de rugosidade pode ser fator de desestabilidade do modelo.

O modelador deve estar atento, se apenas fosse extraído o mapa de inundação máximo, direto do programa, sem qualquer avaliação das vazões, poderia ser levado a crer que a vazão de 44,8 m³/s provocaria grandes áreas inundadas, contudo, o que provocou a inundação, foi o pico de 700 m³/s, quando a vazão é estabilizada em 44,8 m³/s, não há extravasamento da calha como mostrado na Figura 76.



(a)

(b)

Figura 76 – (a) Mapa de inundação máxima, provocada por um pico de vazão incoerente. (b) Mapa de inundação após a vazão ser estabilizada em 44,8 m³/s. Ambas correspondem ao resultado da simulação no HEC RAS 5.0.5, onda difusiva, cenário de vazão de 44,8 m³/s e coeficiente de rugosidade de 0,010. Fonte: Autor.

Como ilustrado na Figura 76, o modelador pode, equivocadamente, acreditar que existe uma inundação, quando na realidade não existe, sequer, extravasamento da calha do rio.

Os resultados do comportamento do NA em relação ao coeficiente de rugosidade de Manning, serão apresentados todos juntos, para cada cenário de vazão, nas seções de monitoramento.

Os resultados do HEC RAS 5.0.3 serão apresentados sob a nomenclatura, dependendo da equação utilizada: para o equacionamento que utilizou a onda difusiva “HR 5.0.3 2D OD”, já os resultados provenientes do equacionamento de Saint Venant “HR 5.0.3 2D SV”. Para as simulações que utilizaram a versão 5.0.5 do software, a nomenclatura será análoga, apenas substituindo o “5.0.3” por ‘5.0.5’.

Sendo assim, na Figura 77 são apresentados os resultados das simulações com diferentes coeficientes de rugosidade de Manning para o cenário de vazão de 1,6 m³/s na seção de Corrêas.

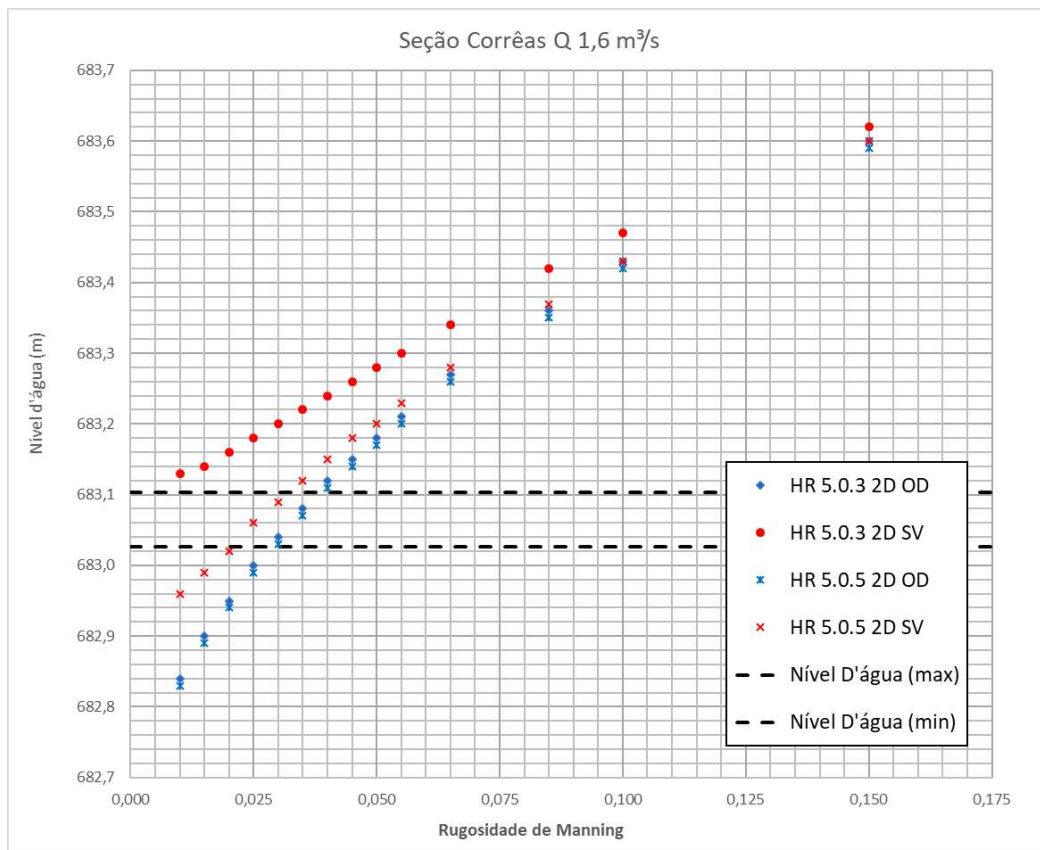


Figura 77 – Resultado dos níveis d'água para os diferentes coeficientes de rugosidade de Manning na seção de Corrêas para a vazão de 1,6 m³/s, simulação no modelo HEC RAS abordagem bidimensional.

Três dos quatro resultados possibilitam a reprodução do NA observado no dia da medição de vazão. A única simulação que não é capaz de reproduzir o observado é a que versão 5.0.3 com a equação de Saint Venant.

Os resultados que utilizaram a equação da onda difusiva são semelhantes, e ambas são capazes de reproduzir o observado com o coeficiente de rugosidade que varia de 0,030 a próximo de 0,040. Se ressalta que a diferença entre duas simulações é o tamanho da malha, sendo menor a malha na versão mais atual do modelo.

Como visto na Figura 77, a diminuição da malha produziu uma diminuição nos níveis d'águas, ao comparar aos resultados que utilizaram a malha de 2 m, porém, a diferença é insignificante do ponto de vista da modelagem e do tempo necessário para simulações, produzindo, em média, 1 cm de diferença.

Já, para a simulação que utilizou a equação de Saint Venant e a versão mais recente do programa a faixa do coeficiente de rugosidade de Manning que

foram capazes de reproduzir o NA observado variaram de valores superiores a 0,020 a próximos de 0,030.

Na Figura 78 são apresentados os resultados das simulações com diferentes coeficientes de rugosidade de Manning para o cenário de vazão de 1,6 m³/s na seção de Nogueira.

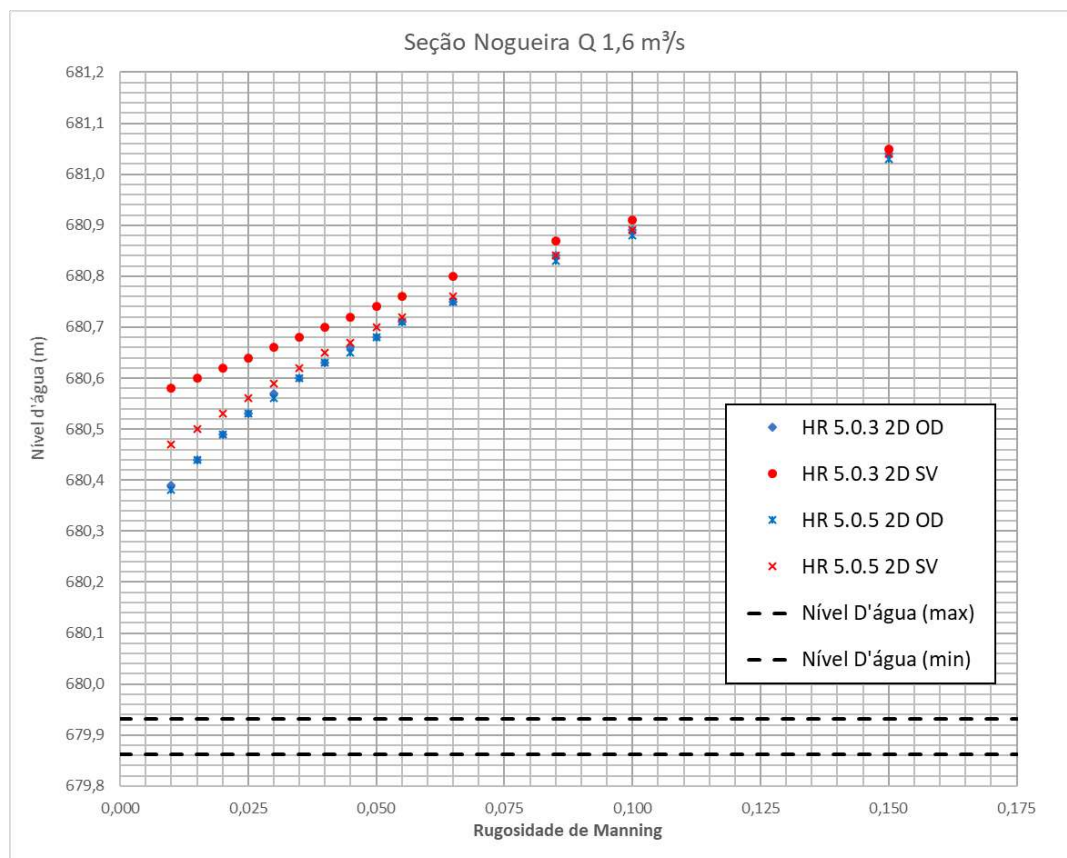


Figura 78 – Resultado dos níveis d'água para os diferentes coeficientes de rugosidade de Manning na seção de Nogueira para a vazão de 1,6 m³/s, simulação no modelo HEC RAS abordagem bidimensional.

Similar as simulações realizadas com o modelo unidimensional, nenhuma das simulações, com diferentes coeficientes de rugosidade foram capazes de reproduzir o NA observado.

Quanto aos resultados que utilizaram a equação da onda difusiva, a diferença entre as versões é imperceptível, sendo a diferença média entre os resultados de 0,4 cm.

Os resultados da simulação que utilizou as equações de Saint Venant na versão 5.0.3, apresentou resultados distintos quanto aos demais. Enquanto a simulação que utilizou a versão 5.0.5. Este se encontram entre os demais

resultados, com comportamento semelhantes aos resultados que utilizaram a equação da onda difusiva, quando se aumenta o coeficiente de rugosidade de Manning.

A Figura 79 apresenta os resultados das simulações com diferentes coeficientes de rugosidade de Manning para o cenário de vazão de $4,0 \text{ m}^3/\text{s}$ na seção de Corrêas.

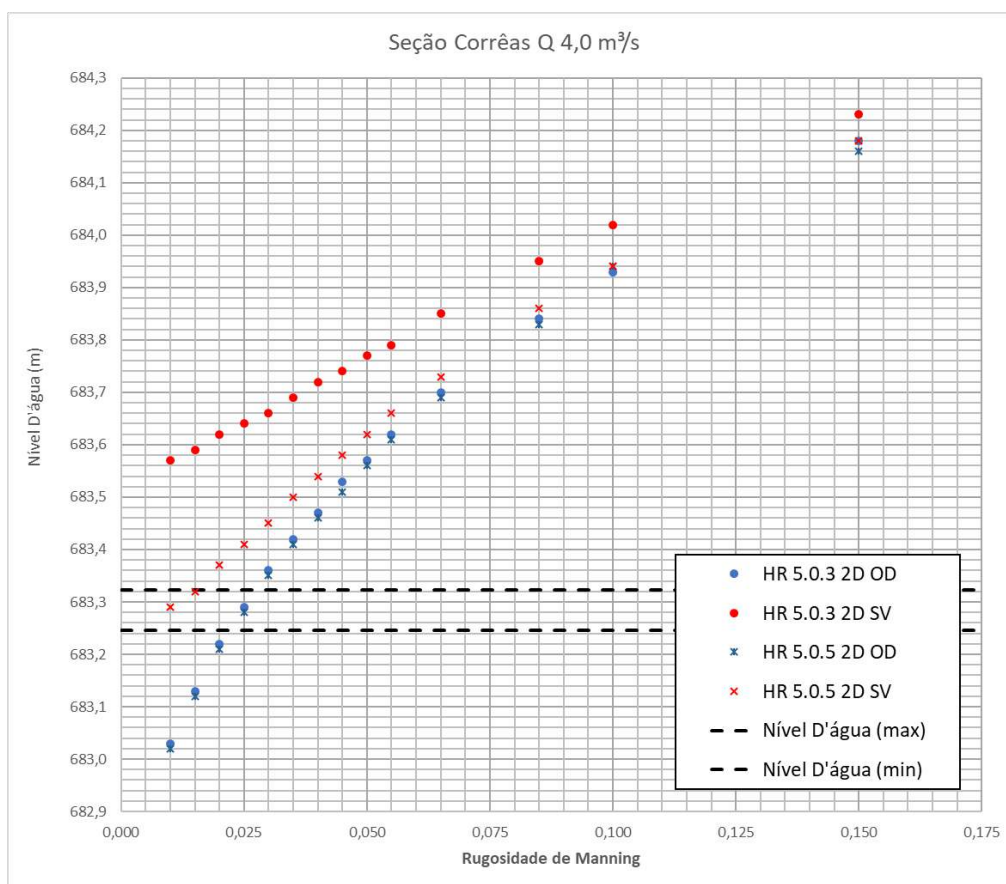


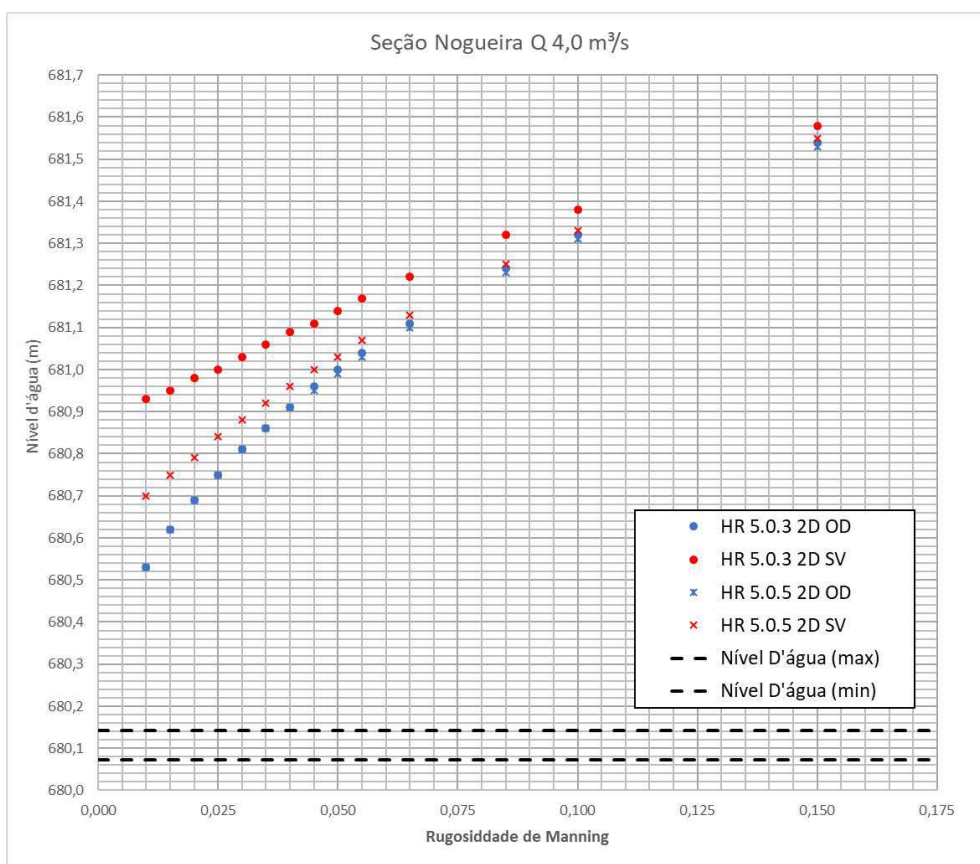
Figura 79 – Resultado dos níveis d'água para os diferentes coeficientes de rugosidade de Manning na seção de Corrêas para a vazão de $4,0 \text{ m}^3/\text{s}$, simulação no modelo HEC RAS abordagem bidimensional.

Novamente, as simulações que utilizaram a equação de Saint Venant no modelo HEC RAS 5.0.3, não foram capazes de reproduzir o as condições de nível d'água observado durante a medição de vazão.

As simulações que utilizaram as equações da onda difusiva são capazes de reproduzir o observado. Portanto, a faixa de rugosidade de Manning que é capaz de reproduzir o observado, variou de valores superiores a 0,020 e inferiores a 0,030. Outra vez, em média, a diferença entre os resultados foi de 1 cm.

Para as simulações que utilizaram as equações de Saint Venant e a versão 5.0.5 do modelo, foi capaz de reproduzir o NA observado, com valores de rugosidade que variaram de 0,010 a 0,015.

A Figura 80 apresenta os resultados das simulações com diferentes coeficientes de rugosidade de Manning para o cenário de vazão de 4,0 m³/s na seção de Nogueira.



onda difusiva, do que os resultados da versão 5.0.3 que utilizou também as equações de Saint Venant.

A Figura 81 apresenta os resultados das simulações com diferentes coeficientes de rugosidade de Manning para o cenário de vazão de $44,8 \text{ m}^3/\text{s}$ na seção de Corrêas.

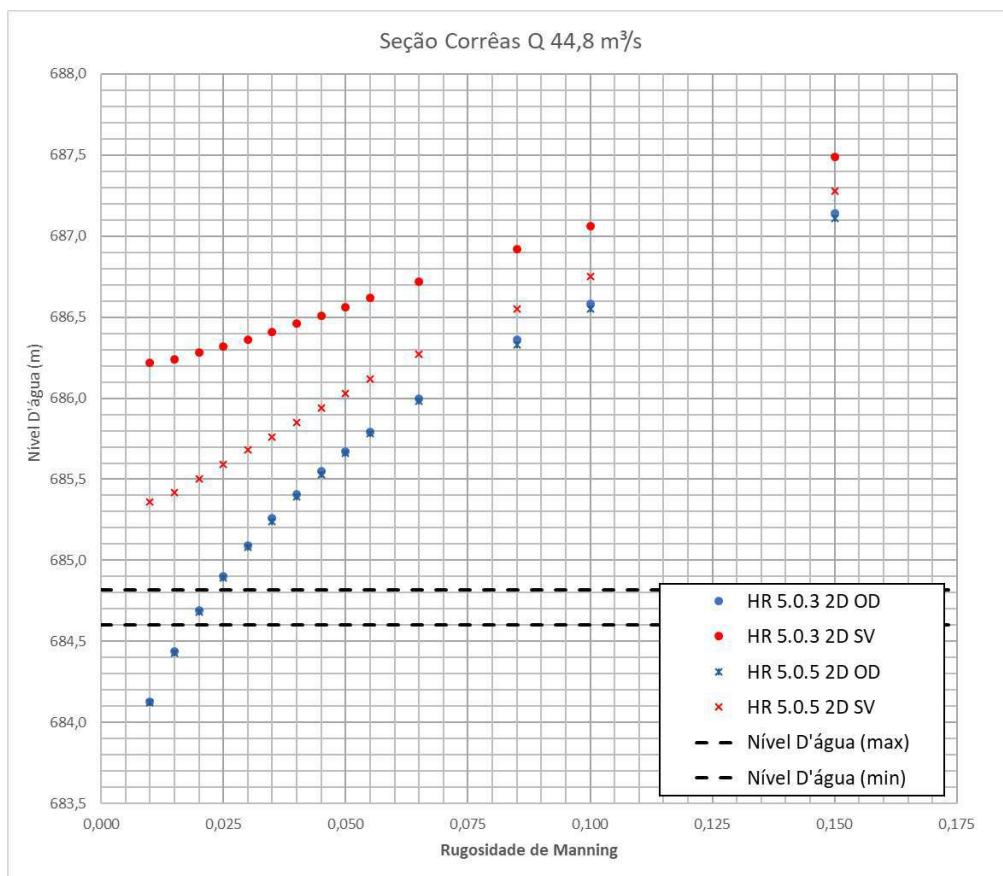


Figura 81 – Resultado dos níveis d'água para os diferentes coeficientes de rugosidade de Manning na seção de Corrêas para a vazão de $44,8 \text{ m}^3/\text{s}$, simulação no modelo HEC RAS abordagem bidimensional.

Para o cenário de vazão de $44,8 \text{ m}^3/\text{s}$, apenas as simulações que utilizaram a onda difusiva foram capazes de reproduzir o NA observado. Sendo este atingidos com o coeficiente de rugosidade de Manning próximo a 0,020.

Utilizando a equação simplificada, da onda difusiva, os resultados são muito semelhantes, independentemente da versão do modelo, sendo a diferença média de 1,71 cm.

Quando utilizado as equações de Saint Venant, independentemente da versão do modelo, este é incapaz de reproduzir o NA observado, para os coeficientes de rugosidade utilizados.

Para os menores coeficientes de rugosidade, a diferença entre os resultados é próxima de 30 cm, contudo, os resultados tendem a convergir, quanto maior o coeficiente de rugosidade utilizado. Sendo a média da diferença entre os resultados de 17 cm.

A Figura 82 apresenta os resultados das simulações com diferentes coeficientes de rugosidade de Manning para o cenário de vazão de 44,8 m³/s na seção de Nogueira.

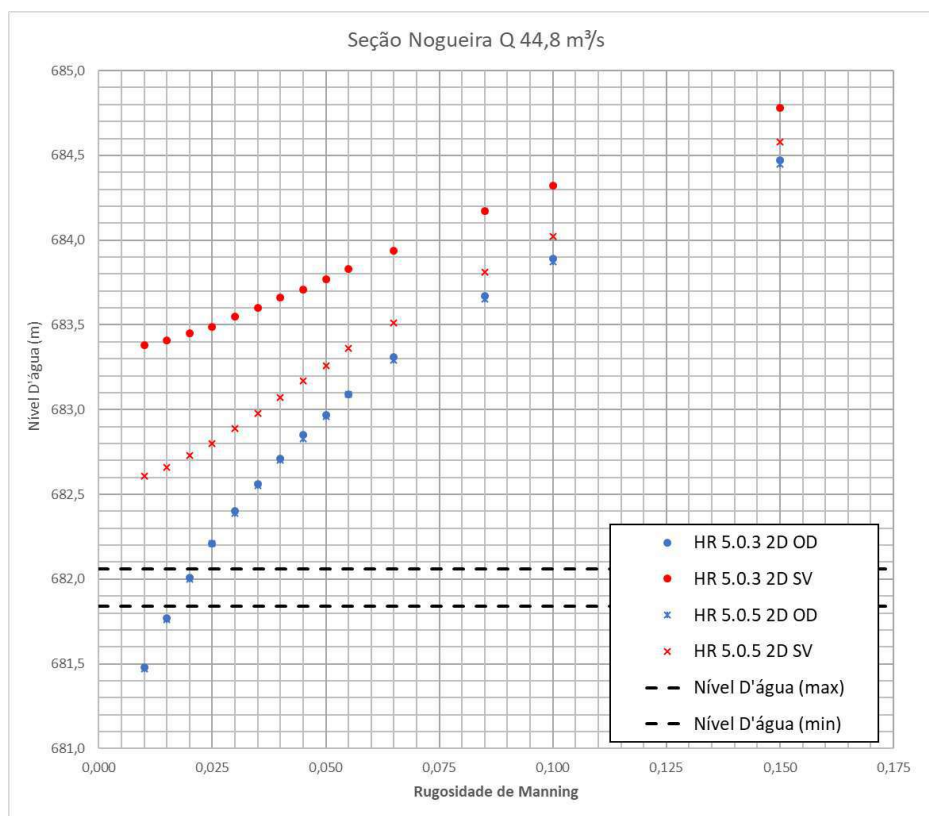


Figura 82 – Resultado dos níveis d'água para os diferentes coeficientes de rugosidade de Manning na seção de Nogueira para a vazão de 44,8 m³/s, simulação no modelo HEC RAS abordagem bidimensional

Similarmente aos resultados encontrados na abordagem unidimensional, para o maior cenário de vazões, o modelo passa a ser capaz de reproduzir o observado quando utilizado a equação da onda difusiva. Sendo a faixa do coeficiente de rugosidade superior a 0,015 e próximo de 0,020.

A diferença nos resultados, para as simulações que utilizaram a onda difusiva, é quase imperceptível, sendo a diferença, em média, de 1,2 cm.

O que chama atenção é a discrepância entre os resultados encontrados quando utilizado as equações de Saint Venant. Esta divergência foi causada, sobretudo, pela troca da versão do modelo HEC RAS.

Ao avaliar todos os resultados, para os diferentes cenários de vazão, para a seção de Corrêas, todas as simulações que utilizaram a equação da onda difusiva foram capazes de reproduzir o NA observado. Para a seção de Nogueira, apenas para o maior cenário de vazão foi possível encontrar pares de coeficiente de rugosidade *versus* NA que reproduzissem o observado.

De maneira antagônica, ao utilizar a equação que descreve o fenômeno, Saint Venant, apenas dois casos são passíveis de reprodução e, mesmo assim, dependendo da versão do modelo utilizado nas simulações.

Inicialmente, de posse apenas dos resultados procedentes da versão 5.0.3, sem que nenhum dos resultados fossem capazes de reproduzir o observado, o autor questionou todos os passos empregados no processo da modelagem, realizando testes com as condições iniciais e de contorno, buscando avaliar se de alguma forma os resultados encontrados estavam equivocados, influenciados por uma decisão do modelador.

Contudo, todos os testes não provocaram mudanças nos níveis d'água nas seções de monitoramento. Como consequência os questionamentos recaíram sobre outros aspectos que envolviam os resultados.

No meio deste processo de verificação, uma nova versão do modelo foi lançada. Apenas por curiosidade, e pelo fato de que a nova versão, prometia um avanço no processamento, o modelador utilizou a nova versão para obter os resultados, e, surpreendentemente, sem que o modelador esperasse, a relação coeficiente de rugosidade *versus* nível d'água mudou, convergindo com os resultados obtidos com o modelo IBER, que serão apresentados *a posteriori*.

De posse da nova versão, outros testes foram realizados e a verificação de impacto nos resultados foram nítidas o que alimentou ainda mais a discussão, porém, mesmo com as mudanças dos resultados, estes ainda não eram capazes de representar a maioria dos casos, reproduzidos com a onda difusiva. Além disso, a relação de nível d'água e Manning resultante da equação simplificada, são, aparentemente, mais plausíveis quando se compara com os valores apontados na literatura.

Divergindo da literatura, que apontam que os resultados não deveriam ser abruptamente diferentes. Quando se utiliza a equação da onda difusiva ou as

equações de Saint Venant, se espera que os resultados fossem semelhantes, com diferenças sutis, sendo os resultados, desta última equação, os mais próximos da realidade. No entanto, como visto, os resultados provenientes das equações de Saint Venant, na maioria dos casos, não conseguiram reproduzir o observado.

Outro aspecto observado é a inundação, para o cenário de vazão $44,8 \text{ m}^3/\text{s}$, utilizado a versão 5.0.3 e equações de Saint Venant, para todos os coeficientes de rugosidade simulados se observa transbordamento da calha do rio Piabanha. O mesmo se observa quando se utiliza a versão 5.0.5 e equações de Saint Venant, a diferença é a extensão e a profundidade da inundação.

Na Figura 83 é apresentado o transbordamento para o cenário de vazão de $44,8 \text{ m}^3/\text{s}$, versão 5.0.3, equações de Saint Venant e coeficiente de rugosidade de Manning 0,010.

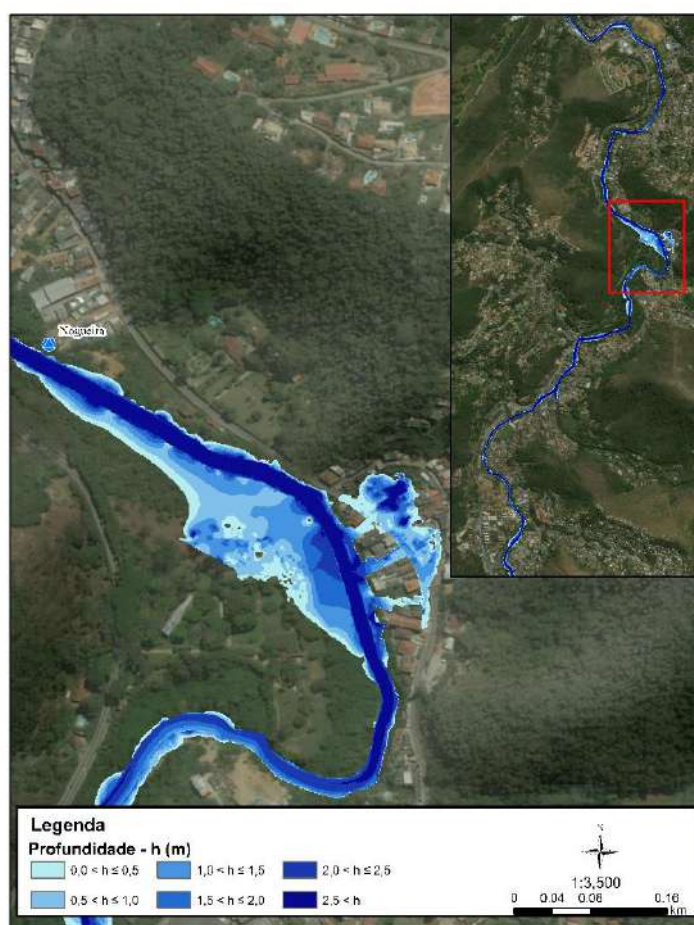


Figura 83 – Mapa de profundidade, para o cenário de vazão $44,8 \text{ m}^3/\text{s}$, HEC RAS 5.0.3, equações de Saint Venant, coeficiente de rugosidade 0,010. Fonte: Autor.

Na Figura 84, é apresentado o transbordamento para o cenário de vazão de 44,8 m³/s, versão 5.0.5, equações de Saint Venant e coeficiente de rugosidade de Manning 0,010.



Figura 84 – Mapa de profundidade, para o cenário de vazão 44,8 m³/s, HEC RAS 5.0.5, equações de Saint Venant, coeficiente de rugosidade 0,010. Fonte: Autor.

Como mencionado, a principal diferença entre as Figura 83 e Figura 84 são a extensão da inundação e a profundidade da água.

Porém, tais resultados contradizem a realidade, durante a medição de vazão, do dia 15/12/2016, não houve registrado de transbordamento da calha do rio Piabanha, o Sistema de Alertas de Cheias do Inea também não recebeu nenhuma notificação quanto ao transbordamento na data do evento.

O modelo indica trasbordamento em um ponto, que notoriamente sofre de inundação, porém, através do registro fotográfico, é possível estimar o nível d'água máximo atingido no ponto, apontado pelo modelo como área de extravasamento, como mostrado na Figura 85.



Figura 85 – Registro da variação do NA do evento do dia 15/12/2016, vista em direção a margem esquerda do rio Piabanha. Fonte: Acervo Inea.

Na Figura 85 é possível estimar a altura em que o nível d'água atingiu no evento, através dos resíduos sólidos que ficaram presos na vegetação marginal, cerca de 2 a 3 metros acima do NA registrado na fotografia. O modelo aponta que o extravasamento ocorreria em ambas as margens, porém não havia nenhum vestígio de transbordamento na margem direita, de onde foi realizado o registro fotográfico.

Em visita de campo, e através de conversas com populares que residem na localidade, há relatos que o transbordamento se dá a montante no ponto onde foi feito o registro fotográfico.

Sendo coerente com os resultados apresentados pela simulação que utilizou a onda difusiva e coeficiente de rugosidade de Manning de 0,020, como ilustrado na Figura 86.



Figura 86 – Mapa de profundidade, para o cenário de vazão 44,8 m³/s, HEC RAS 5.0.3, equações da onda de difusão, coeficiente de rugosidade 0,020. Fonte: Autor.

Como observado na Figura 86, o extravasamento ocorre em ambas as margens, porém, menos significativamente na margem direita do rio Piabanha. O extravasamento que ocorre na margem esquerda, é uma região de vegetação, como ilustrado na Figura 85.

Outra questão importante é quanto o tempo de processamento e o tamanho dos arquivos gerados, uma vez que isto quase se tornou um problema real.

Inicialmente, com o primeiro arranjo, utilizando a versão HEC RAS 5.0.3, o tempo de processamento em média de seis horas para o cenário de menor vazão e em média de nove horas para o cenário de maior vazão, com exceção de alguns casos, onde o valor de rugosidade era menor, e o processamento chegou a 21 horas. No total foi gerando, em torno de 105 Gb de dados.

Para o segundo arranjo, utilizando a versão HEC RAS 5.0.5, a diminuição da malha acarretou em aumento de elementos. Mesmo a nova versão sendo mais rápida no processamento, as simulações duraram de seis a oito horas.

Uma vez que se conhece as curvas de estabilização de cada simulação, foi possível ajustar o tempo total de simulação e, por isso não é possível comparar os tempos necessários para cada simulação.

Já as simulações que utilizaram esta versão, geraram, em torno, de 180 Gb de dados, o aumento do volume de dados está diretamente associado a forma com que o modelador estruturou o modelo, separando em três projetos de acordo com os cenários de vazão.

4.1.2 IBER

Após implementação, foi necessário apenas aguardar o processamento do modelo, e este ocorreu sem dificuldades, e em nenhum momento o modelo acusou algum tipo de erro, ou algo que sinalizasse ao modelador que os resultados poderiam, de alguma forma, estarem equivocados.

As adversidades que ocorreram foram na definição do passo de tempo, inicialmente, se optou pelo mesmo passo de tempo utilizado no modelo HEC RAS, contudo, se tornou impossível avaliar os resultados, nos computadores que o autor possuía a mão, em alguns momentos uma simulação gerava mais de 200 Gb de arquivos, e o computador não possuía memória *RAM* suficientes para permitir o acesso aos resultados.

Sendo necessário ajustar o passo de tempo, de tal forma que este fosse pequeno a ponto de não gerar o erro de Courant e fosse grande o suficiente que permitisse trabalhar com os resultados. Após o ajuste, o processo de computação ocorreu sem mais contratempos.

Como mencionado, quando pertinente o autor pontuará algumas anomalias que ocorreram no processo de calibração. Estas anomalias estão em figuras no apêndice a este trabalho.

Semelhante ao processo realizado com o HEC RAS, também foram consideradas como condição inicial do modelo, o rio seco, sendo assim, foi necessário que a vazão se estabilize para que fosse possível extrair as

informações de nível d'água, associado ao coeficiente de rugosidade de Manning, da simulação.

Curiosamente, a vazão não estabiliza de forma fixa em um patamar, como na maioria dos casos do HEC RAS. No IBER as vazões oscilam próximas a vazão “alvo”.

É provável que isto se deva a passo de tempo estabelecido, e que se fosse diminuído, esta oscilação seria diminuída. Todavia, ao avaliar os resultados do NA, após a “estabilidade” da vazão, não há mudança significativa no resultado do NA na seção de controle, podendo assim, extrair sem problemas, a relação nível d'água e Manning.

Há, porém, alguns comportamentos difíceis de serem explicados, como mostrado na Figura 160. Para o cenário de vazão de 1,6 m³/s, coeficiente de rugosidade de 0,085, a vazão se estabiliza em um patamar distinto dos demais resultados, estabilizando próximo do valor de 2 m³/s. A simulação foi refeita, e os resultados persistiram, utilizando a mesma base do modelo, foi substituído por outro coeficiente de rugosidade e os resultados foram semelhantes aos demais, ou seja, não se identificou erros provenientes do operador do modelo, que poderiam justificar os resultados encontrados.

Outro resultado que salta aos olhos, é apresentado na Figura 165, para o cenário de vazão 44,8 m³/s, para a seção de Inicial de controle e coeficiente de rugosidade de 0,150. O comportamento é distinto dos demais, e a vazão se estabiliza em um patamar mais alto do que as demais simulações. Novamente foi realizado a reavaliação dos dados de entrada, e uma nova simulação foi realizada, e os resultados persistiram.

Estes dois exemplos mostram que o valor do coeficiente de rugosidade pode afetar os resultados do modelo. Apesar de interferir de alguma forma nas simulações, isto, a princípio, não influencia na avaliação de NA *versus* rugosidade, uma vez que nas seções de monitoramento de Corrêas e Nogueira, tal anomalia não foi percebida.

Como o modelo IBER só permite a utilização das equações de Saint Venant para a solução do escoamento e como a representação topográfica tem

de ser feita através de um modelo digital de terreno. Os resultados serão exibidos sob o nome do próprio modelo, portanto, IBER.

Sendo assim, na Figura 87 são apresentados os resultados das simulações com diferentes coeficientes de rugosidade de Manning para o cenário de vazão de $1,6 \text{ m}^3/\text{s}$ na seção de Corrêas.

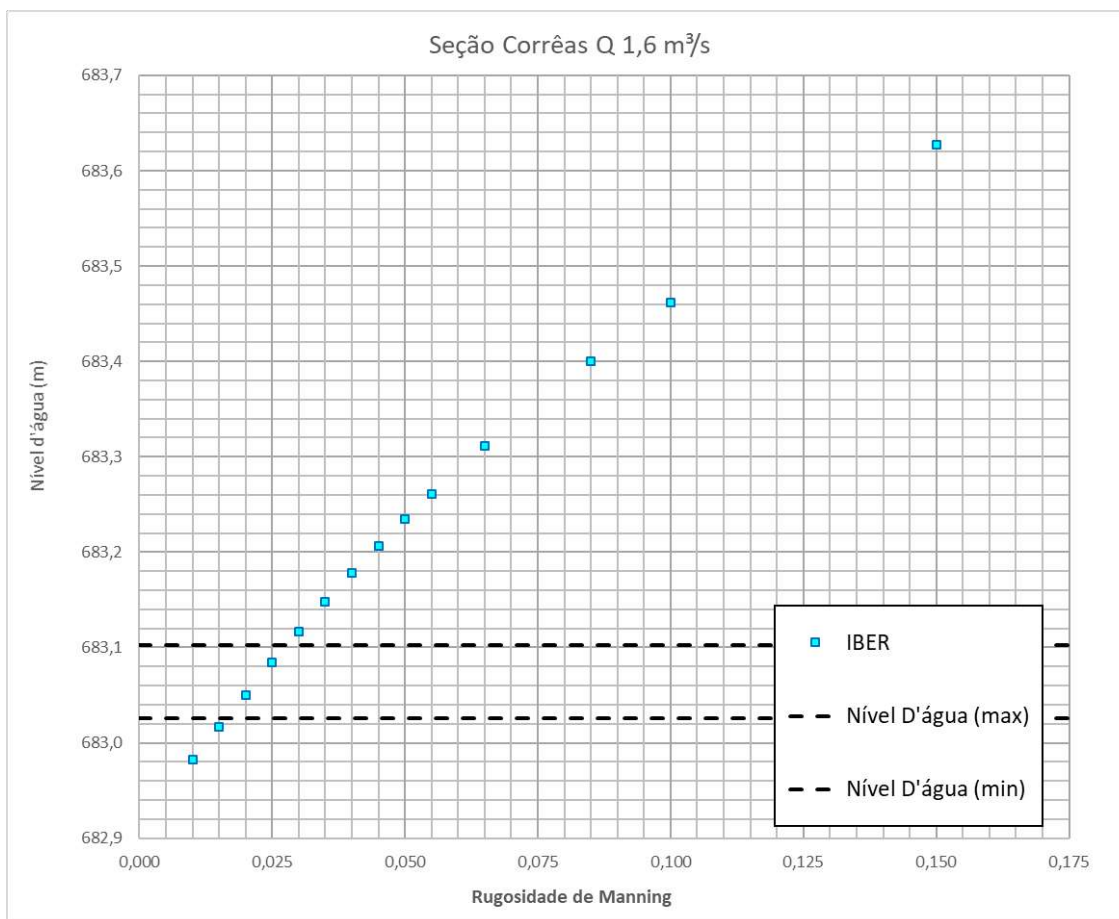


Figura 87 – Resultado dos níveis d'água para os diferentes coeficientes de rugosidade de Manning na seção de Corrêas para a vazão de $1,6 \text{ m}^3/\text{s}$, simulação no modelo IBER, abordagem bidimensional. Fonte: Autor.

Para o cenário de vazão $1,6 \text{ m}^3/\text{s}$, há uma faixa que possibilita a reprodução do NA observado, esta faixa é entorno de 0,020 a 0,025, o que pode ser considerado baixo quando consultado a literatura.

Na Figura 88 são apresentados os resultados das simulações com diferentes coeficientes de rugosidade de Manning para o cenário de vazão de $1,6 \text{ m}^3/\text{s}$ na seção de Nogueira.

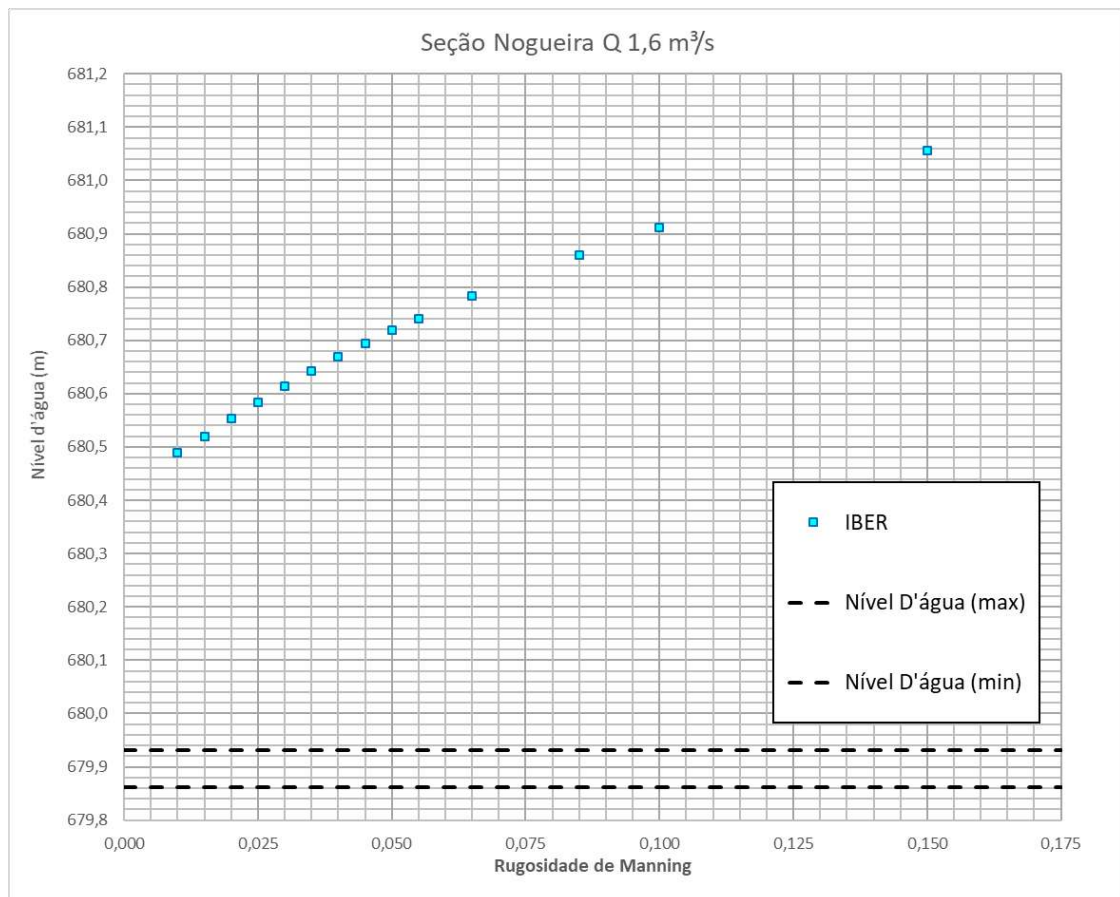


Figura 88 – Resultado dos níveis d'água para os diferentes coeficientes de rugosidade de Manning na seção de Nogueira para a vazão de 1,6 m³/s, simulação no modelo IBER, abordagem bidimensional. Fonte: Autor.

Para a seção de Nogueira, para o cenário de vazão de 1,6 m³/s o modelo IBER é incapaz de reproduzir o NA observado com os coeficientes de rugosidade de Manning utilizados nas simulações.

A diferença entre o menor NA registrado, associado ao coeficiente de rugosidade de 0,010, e a faixa de nível d'água provável é de 56 cm.

Na Figura 89 são apresentados os resultados das simulações com diferentes coeficientes de rugosidade de Manning para o cenário de vazão de 4,0 m³/s na seção de Corrêas.

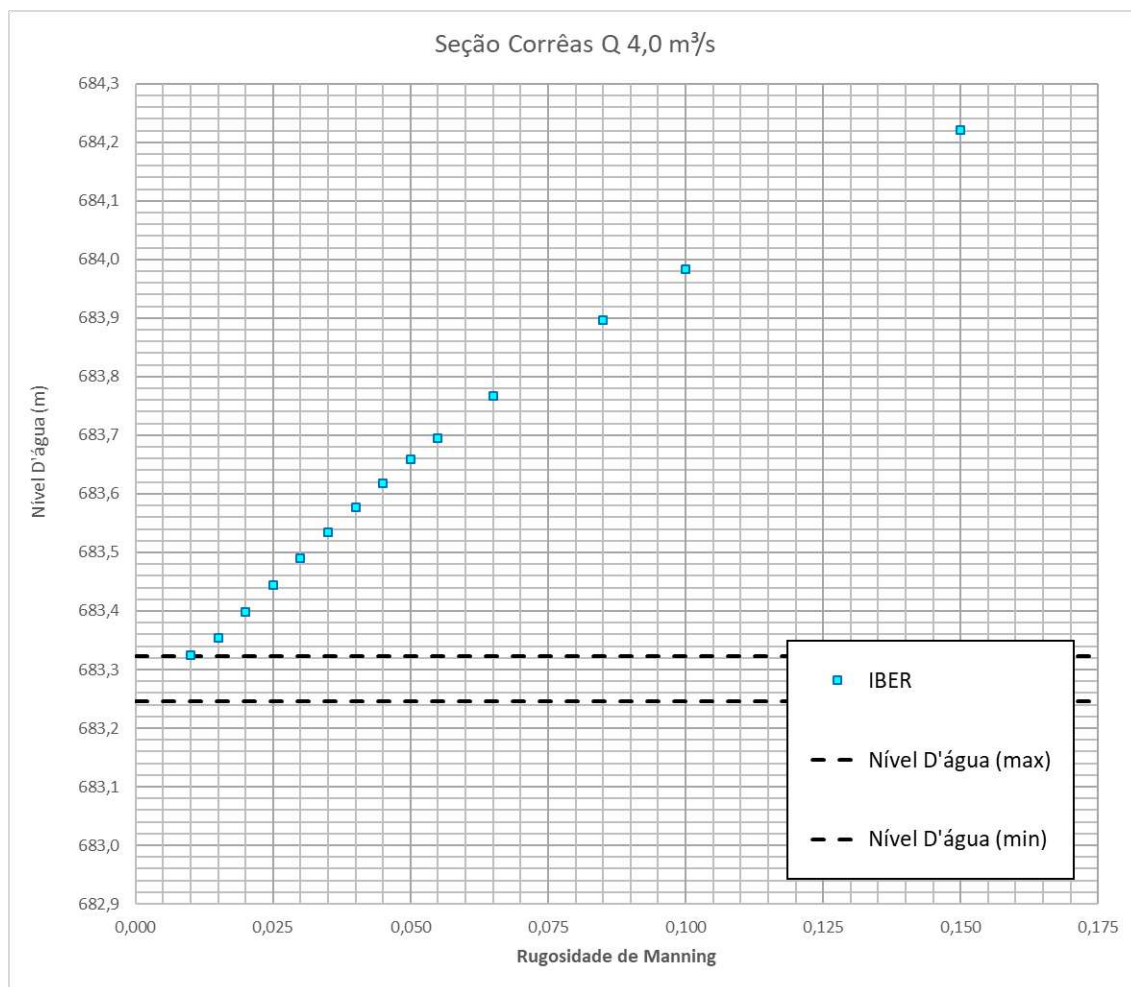


Figura 89 – Resultado dos níveis d'água para os diferentes coeficientes de rugosidade de Manning na seção de Corrêas para a vazão de 4,0 m³/s, simulação no modelo IBER, abordagem bidimensional. Fonte: Autor.

Apenas para a simulação que utilizou o coeficiente de rugosidade de 0,010, foi capaz de reproduzir o NA observado durante a medição de vazão para a seção de Corrêas.

Na Figura 90 são apresentados os resultados das simulações com diferentes coeficientes de rugosidade de Manning para o cenário de vazão de 4,0 m³/s na seção de Corrêas.

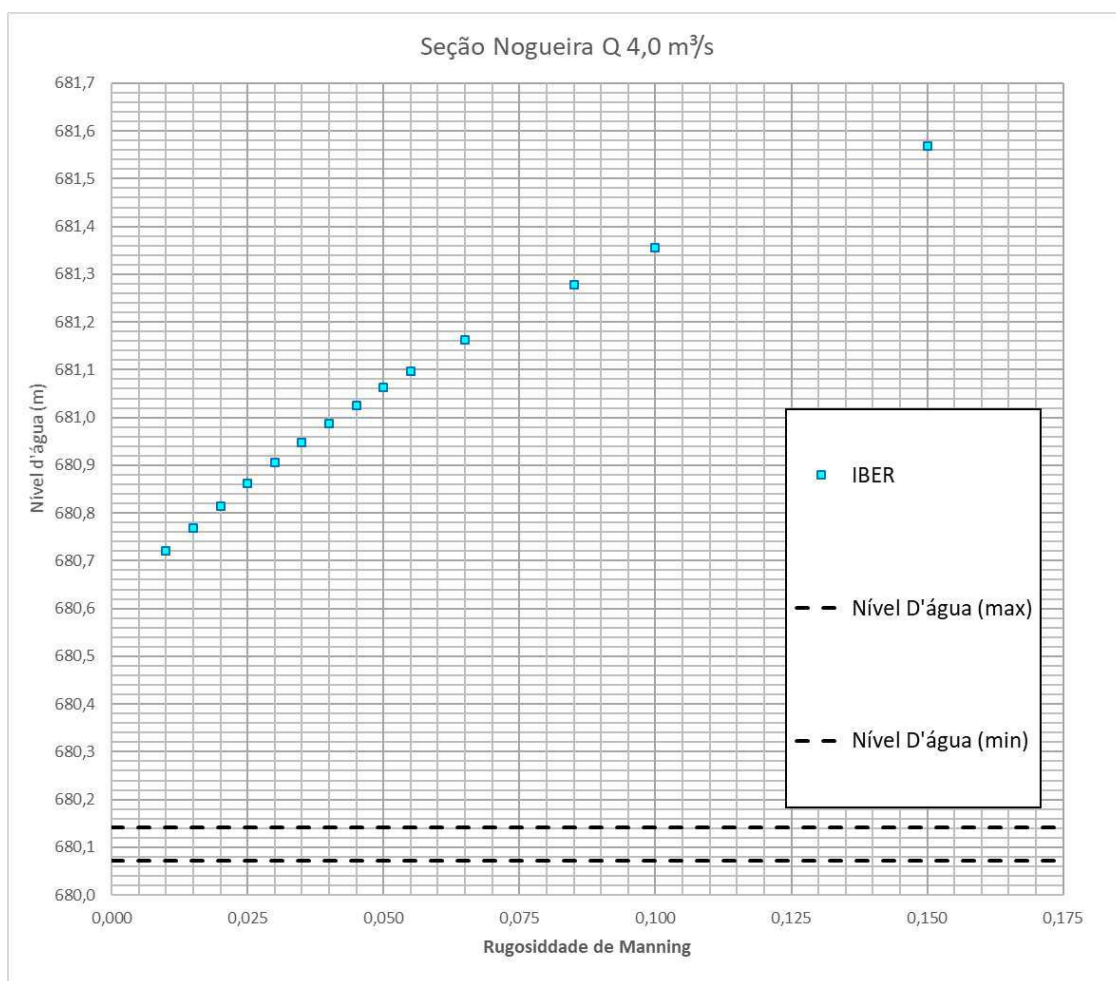


Figura 90 – Resultado dos níveis d'água para os diferentes coeficientes de rugosidade de Manning na seção de Nogueira para a vazão de 4,0 m³/s, simulação no modelo IBER, abordagem bidimensional. Fonte: Autor.

Repetidamente, não é possível reproduzir os níveis d'águas observados no dia da medição de vazão, com os coeficientes de rugosidade simulados.

A diferença entre o menor NA simulado, associado com o coeficiente de rugosidade de 0,010, e a faixa provável do NA observado na medição de vazão é de 58 cm.

Na Figura 91 são apresentados os resultados das simulações com diferentes coeficientes de rugosidade de Manning para o cenário de vazão de $44,8 \text{ m}^3/\text{s}$ na seção de Corrêas.

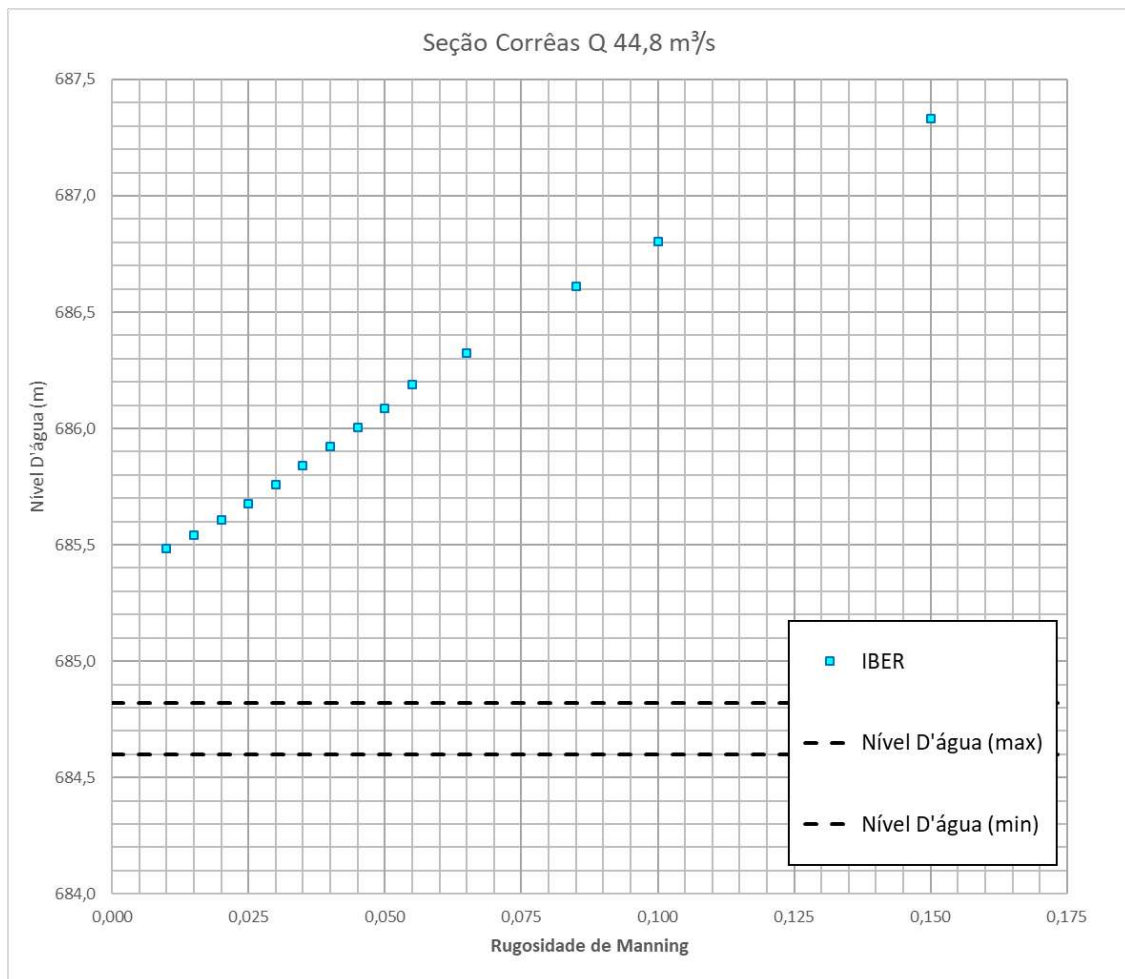


Figura 91 – Resultado dos níveis d'água para os diferentes coeficientes de rugosidade de Manning na seção de Corrêas para a vazão de $44,8 \text{ m}^3/\text{s}$, simulação no modelo IBER, abordagem bidimensional. Fonte: Autor.

Semelhante aos resultados que utilizaram a equação de Saint Venant, para o cenário de vazão $44,8 \text{ m}^3/\text{s}$, o modelo IBER é incapaz de reproduzir o NA observado com os coeficientes de rugosidades simulados.

Sendo a diferença do menor valor de NA encontrado, para o coeficiente de rugosidade de 0,010, para a faixa provável de nível d'água é de 66 cm.

Na Figura 92 são apresentados os resultados das simulações com diferentes coeficientes de rugosidade de Manning para o cenário de vazão de 44,8 m³/s na seção de Corrêas.

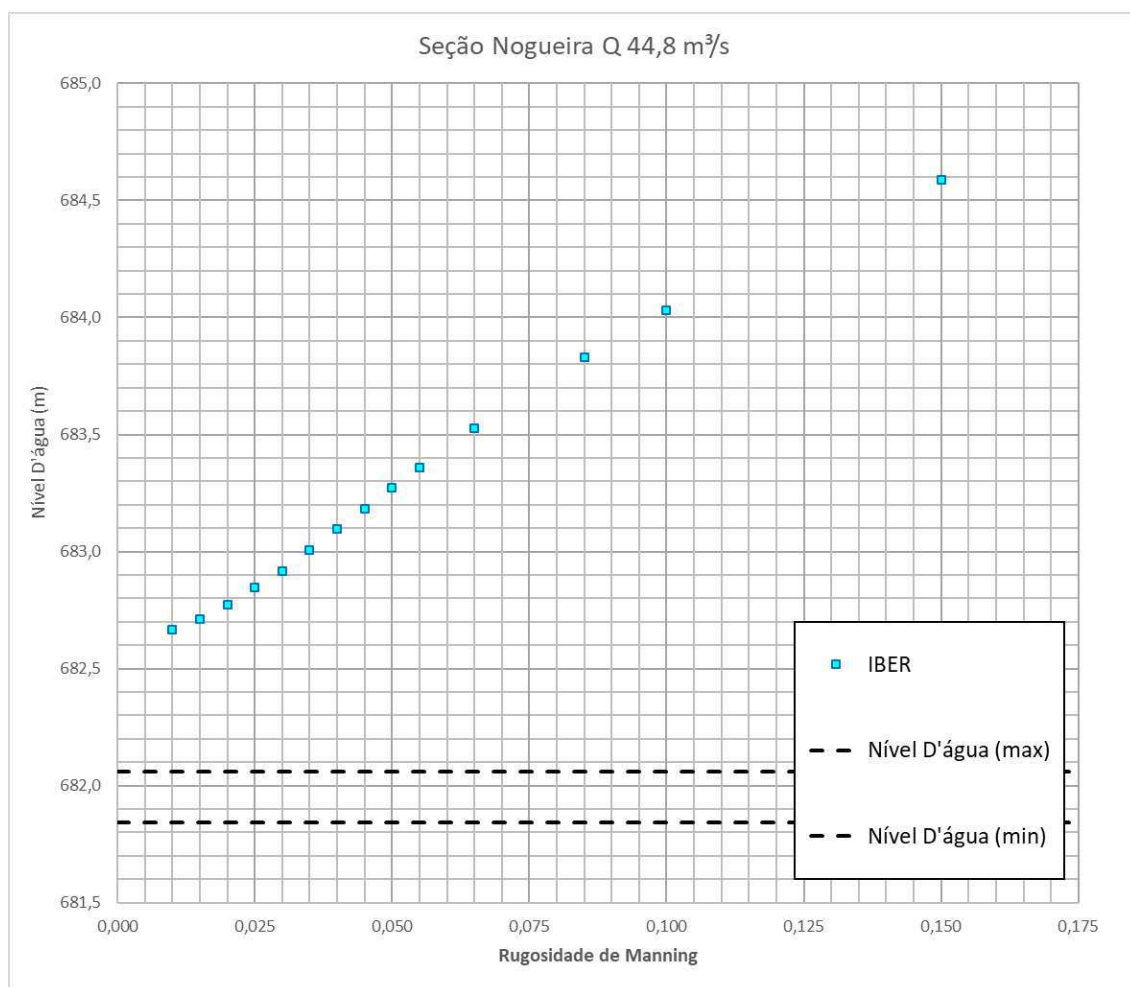


Figura 92 – Resultado dos níveis d'água para os diferentes coeficientes de rugosidade de Manning na seção de Nogueira para a vazão de 44,8 m³/s, simulação no modelo IBER, abordagem bidimensional. Fonte: Autor.

Diferentemente de alguns resultados, onde, para o cenário de vazão de 44,8 m³/s para a seção de Nogueira, alguns coeficientes de rugosidade eram capazes de reproduzir o observado. Por sua vez, o IBER, não foi capaz de reproduzir observado com os coeficientes simulados.

A diferença do menor valor de NA encontrado para a faixa provável de nível d'água para o evento é de 61 cm.

O IBER é o segundo modelo que utiliza o equacionamento de Saint Venant que é incapaz de reproduzir completamente o comportamento observado em campo, e os cenários que é capaz de reproduzir, o coeficiente de rugosidade

associado a simulação é diferente da expectativa inicial, baseada na estimativa realizada com as seções transversais e com informações bibliográficas.

Além disso, a Figura 93 ilustra o resultado da profundidade no rio Piabanha para o cenário de vazão de $44,8 \text{ m}^3/\text{s}$ e coeficiente de rugosidade de Manning de 0,010.



Figura 93 – Mapa de profundidade, para o cenário de vazão $44,8 \text{ m}^3/\text{s}$, IBER, equações de Saint Venant, coeficiente de rugosidade 0,010. Fonte: Autor.

Semelhante aos resultados do HEC RAS, produzidos com a equação de águas rasas, o modelo IBER indica uma inundação que a princípio não foi registrada em campo.

Somando todas estas evidências, o autor não compreendia a divergência nos resultados. Neste momento, o autor passou a verificar novamente todos os dados utilizados no processo de modelagem, afim de verificar se cometeu algum equívoco. Contudo, nenhum erro foi encontrado.

4.1.3 MODCEL

Como nos resultados dos demais modelos, serão apresentados no apêndice as figuras que comprovam a estabilidade das vazões nas seções de controle. E sempre que for pertinente, o autor mencionou o nome da figura e o fato relevante.

As simulações realizadas com as ligações do tipo Planície, que utilizam o equacionamento da onda difusiva, produziram algumas anomalias, dependendo do coeficiente de rugosidade associado a simulação. No geral, as simulações foram rápidas quando comparadas as simulações bidimensionais.

Para o cenário de vazão $1,6 \text{ m}^3/\text{s}$, a simulação com o coeficiente de rugosidade de 0,015 não estabiliza na vazão “alvo” na seção de Corrêas (Figura 170), já para a seção de Nogueira, a simulação que utilizou o coeficiente de rugosidade de 0,100 não estabiliza no valor “alvo” como mostrado na Figura 171. Para seção Final de controle, a simulação com coeficiente de rugosidade de 0,015 volta a oscilar sem estabilizar no valor de $1,6 \text{ m}^3/\text{s}$ (Figura 172). Quanto a seção Inicial de controle, quase todas as simulações apresentaram oscilações como mostrado na Figura 169, porém isto foi observado em outros modelos.

Já para o cenário de $4,0 \text{ m}^3/\text{s}$, as simulações com o coeficiente de rugosidade de 0,010, a vazão não estabilizou no valor “alvo”, para as seções de Corrêas e Final, como mostrado respectivamente na Figura 174 e Figura 176.

Ainda na seção Final de controle, a simulação com o coeficiente de rugosidade de 0,035 possui comportamento distinto das demais simulações, inicialmente a simulação apresentou anomalias, desestabilizando o método número, o que acarretou na mudança dos parâmetros do passo de tempo de 100 para 60 segundos. É provável que isto tenha provocado a mudança de comportamento, e com este passo de tempo a vazão acaba sendo estabilizada.

Na seção de Nogueira, a simulação com o coeficiente de rugosidade também apresenta comportamento anômalo, quando comparada as demais simulações, contudo, a vazão se estabiliza no valor “alvo” de vazão (Figura 175)

Para o cenário de vazão de $44,8 \text{ m}^3/\text{s}$, na seção de Corrêas, Nogueira e Final, as simulações com o coeficiente de rugosidade de 0,010 e 0,020 não estabiliza no valor de vazão “alvo” como mostrado na Figura 177, Figura 178 e

Figura 179 respectivamente. Pelo fato destas simulações não se estabilizaram no valor de vazão alvo, estes não serão apresentados.

O pico gerado no início das simulações são decorrência das condições iniciais, isto se observa em todos os cenários de vazão, sendo os maiores picos associados aos menores coeficientes de rugosidade. Assim que a vazão se estabiliza na seção, não há mais o pico de vazão.

Apesar de algumas simulações as vazões oscilarem próximo da vazão “alvo” de cada cenário, o mesmo não ocorre com o nível d’água, a partir de um determinado momento o nível d’água permanece estável até o fim da simulação sendo possível a extrair a relação do coeficiente de rugosidade de Manning *versus* nível d’água.

Assim, a seguir serão apresentados tal relação, para cada cenário, para as seções de Corrêas e Nogueira, sob o nome “MODCEL OD”, sendo “OD” uma referência a equação da onda difusiva utilizada na solução das ligações do tipo Planície.

Para a simulação com ligações do tipo Canal, ou seja, que utilizam o equacionamento de Saint Venant para representar o escoamento. Mesmo com a simplificação da topografia, as simulações associadas aos coeficientes de rugosidade da Manning de 0,010 e 0,015, desestabilizaram o método numérico, não sendo possível apresentar resultados.

Devido a condição inicial adotada, para os cenários de vazão 1,6 m³/s e 4,0 m³/s, se gerou um pico, este foi maior para as simulações que utilizaram o menor coeficiente de rugosidade, sendo abatido ao passo que se aumentava o coeficiente de rugosidade. Para o cenário de vazão de 44,8 m³/s, em algumas seções pode ser percebido um pico de vazão, porém, menos expressivo em relação aos demais cenários.

No geral, as simulações se comportaram como o esperado, sendo as simulações com os maiores coeficientes de rugosidade, as que necessitaram de mais tempo para a estabilização da vazão.

Como na simulação que utilizou a equação da onda de difusão, a seção Inicial de controle apresenta oscilação do valor de vazão, contudo, após tempo de simulação, a vazão é estabilizada (Figura 181 e Figura 185).

Para o maior cenário de vazão, há uma oscilação das vazões, para as simulações que utilizaram os coeficientes de rugosidade de Manning de 0,020 e 0,025 para a seção Final de controle, porém, depois de um tempo de simulação a mesma atinge a estabilidade.

Os resultados associados a simulação com o MODCEL utilizando a equação de Saint Venant serão apresentados sob o nome: “MODCEL SV”, sendo SV referência ao equacionamento utilizado.

Assim, na Figura 94 são apresentados os resultados das simulações com diferentes coeficientes de rugosidade de Manning para o cenário de vazão de 1,6 m³/s na seção de Corrêas.

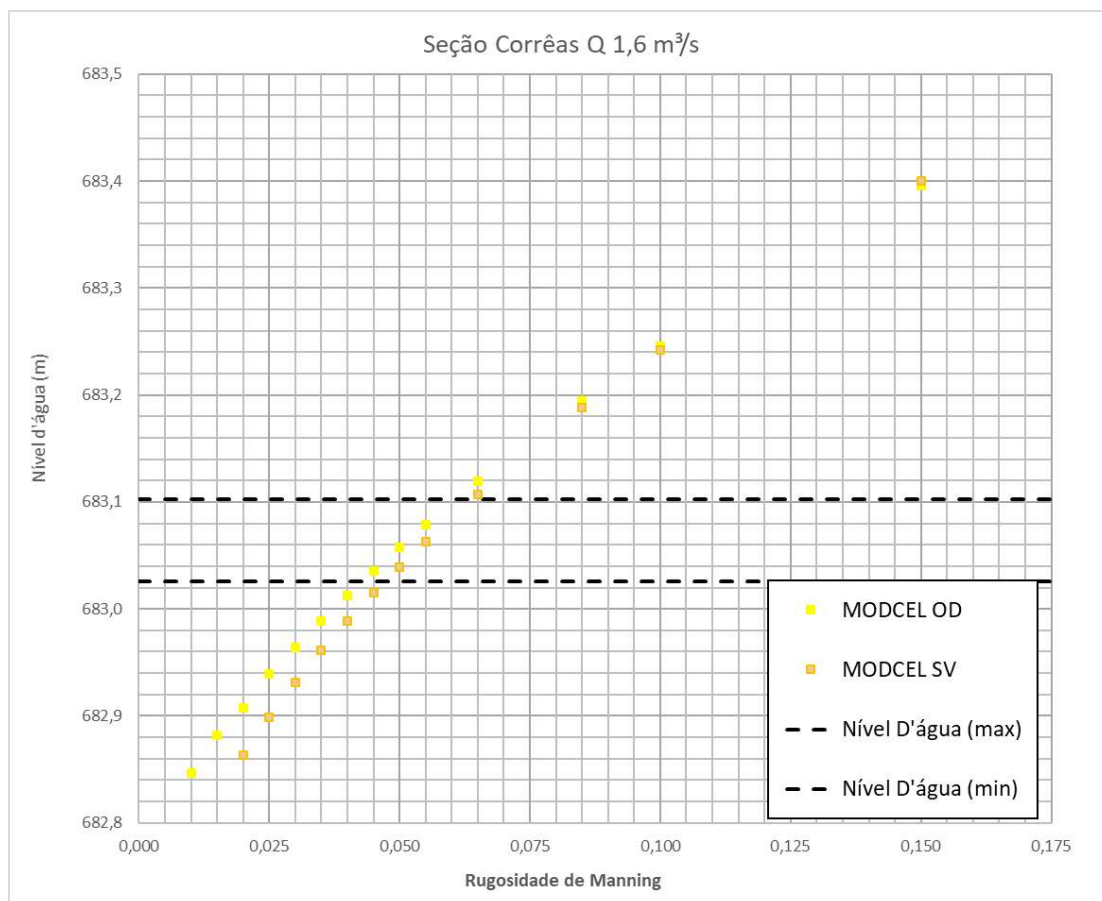


Figura 94 – Resultado dos níveis d'água para os diferentes coeficientes de rugosidade de Manning na seção de Corrêas para a vazão de 1,6 m³/s, simulação no modelo MODCEL abordagem *Quasi* 2D. Fonte: Autor.

Ao analisar a Figura 94 se percebe que independentemente do equacionamento utilizado para representar o escoamento, o modelo MODCEL é capaz de reproduzir o NA observado.

Para o equacionamento da onda de difusão, o coeficiente de rugosidade de Manning capaz de reproduzir o observado variou de próximo 0,045 a próximo de 0,060.

Para as simulações com a equação de águas rasas, o coeficiente de rugosidade de Manning que foi capaz de reproduzir o observado, variou de próximo 0,050 a um pouco mais de 0,060.

Curiosamente, apesar da simplificação da representação topográfica nas simulações com a equação de Saint Venant, ao se avaliar os resultados, ambos são semelhantes, diferenciando em média 2 cm.

Na Figura 95 são apresentados os resultados das simulações com diferentes coeficientes de rugosidade de Manning para o cenário de vazão de $1,6 \text{ m}^3/\text{s}$ na seção de Nogueira.

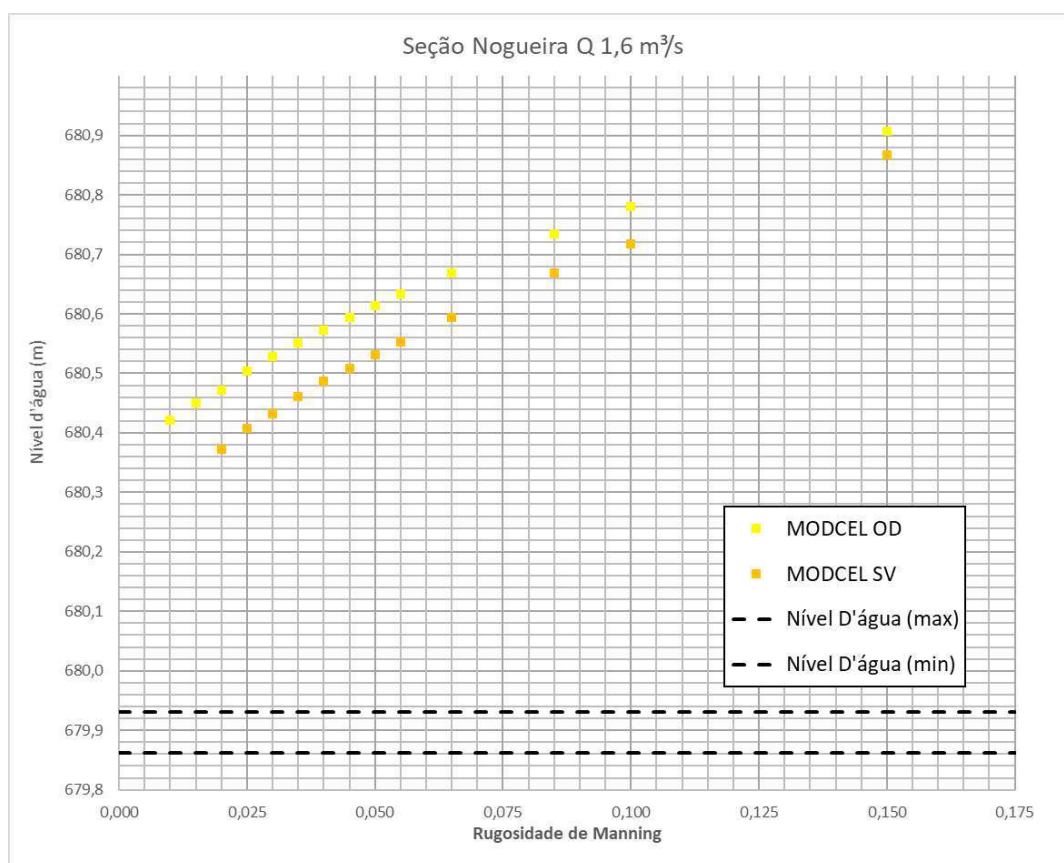


Figura 95 – Resultado dos níveis d'água para os diferentes coeficientes de rugosidade de Manning na seção de Nogueira para a vazão de $1,6 \text{ m}^3/\text{s}$, simulação no modelo MODCEL abordagem *Quasi* 2D. Fonte: Autor.

Analisando a Figura 95, novamente, para o cenário de vazão de $1,6 \text{ m}^3/\text{s}$ o MODCEL não foi capaz de reproduzir o NA observado na seção de Nogueira.

Para esta seção a diferença dos resultados é maior, sendo a diferença média entre os resultados de 8 cm.

Na Figura 96 são apresentados os resultados das simulações com diferentes coeficientes de rugosidade de Manning para o cenário de vazão de 4,0 m³/s na seção de Corrêas.

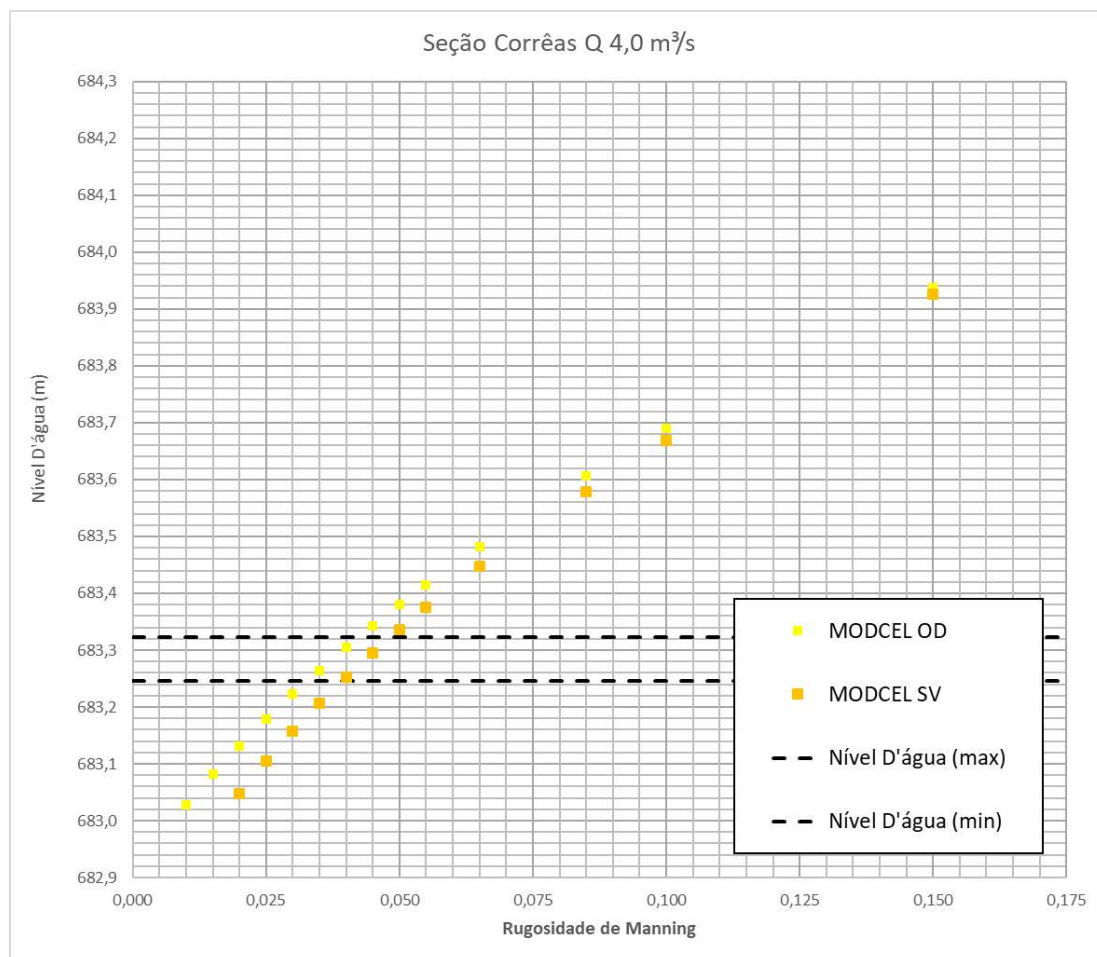


Figura 96 – Resultado dos níveis d'água para os diferentes coeficientes de rugosidade de Manning na seção de Corrêas para a vazão de 4,0 m³/s, simulação no modelo MODCEL abordagem *Quasi 2D*. Fonte: Autor.

O modelo MODCEL também foi capaz de reproduzir os níveis d'água observados durante a medição de vazão.

Sendo os coeficientes de rugosidade de Manning capazes de reproduzir o observado próximo de 0,035 a próximo de 0,040 para a equação da onda difusiva. Já para equação de Saint Venant, os coeficientes de rugosidade capazes de reproduzir o observado variaram próximo de 0,040 a próximo de 0,045.

Os resultados foram semelhantes, sendo a diferença média dos resultados de 4 cm.

Na Figura 97 são apresentados os resultados das simulações com diferentes coeficientes de rugosidade de Manning para o cenário de vazão de $4,0 \text{ m}^3/\text{s}$ na seção de Nogueira.

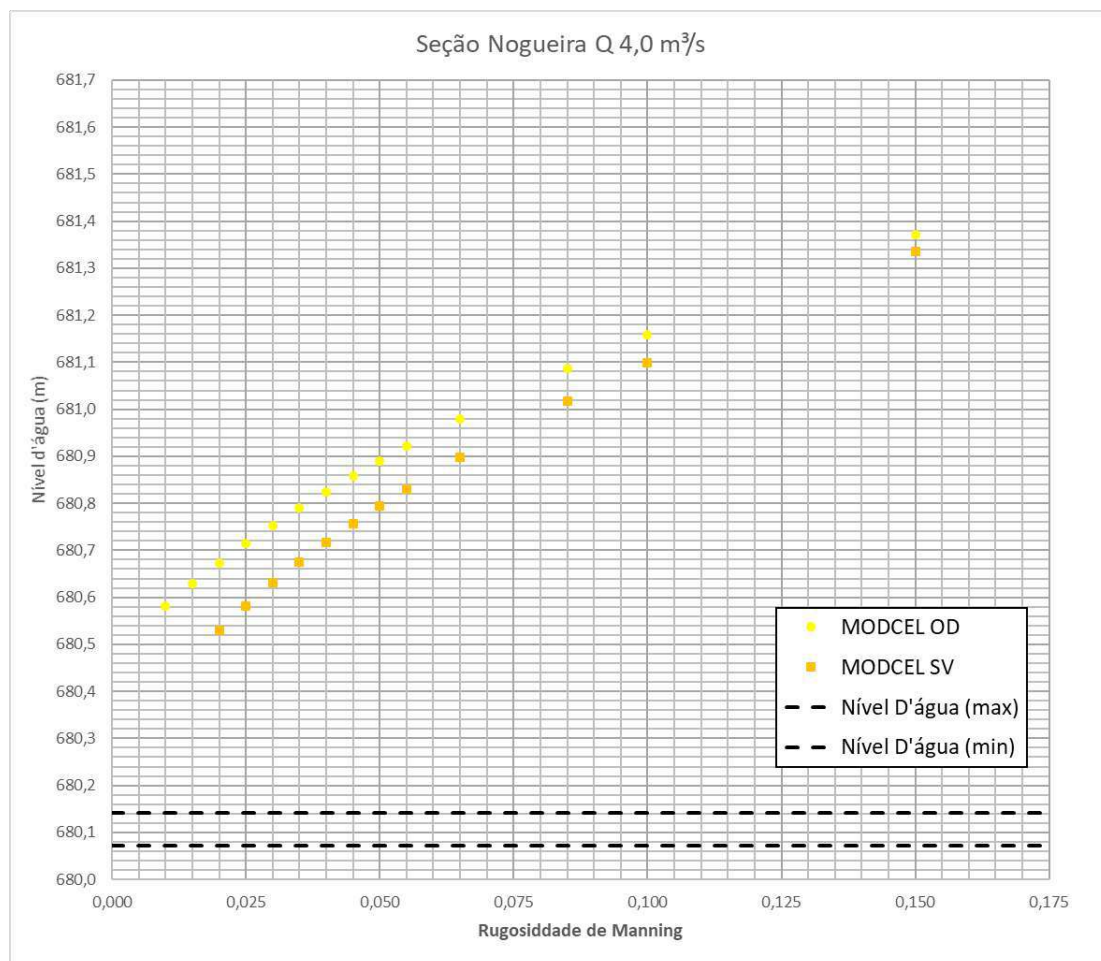


Figura 97 – Resultado dos níveis d'água para os diferentes coeficientes de rugosidade de Manning na seção de Nogueira para a vazão de $4,0 \text{ m}^3/\text{s}$, simulação no modelo MODCEL abordagem *Quasi* 2D. Fonte: Autor.

Novamente, o modelo não é capaz de reproduzir o NA observado na seção de Nogueira para o cenário $4,0 \text{ m}^3/\text{s}$.

Quanto a diferença dos resultados, em média os resultados diferem de mais de 9 cm. Aparentemente, as simplificações realizadas na topografia, podem ter maior impacto para a seção de Nogueira.

Na Figura 98 são apresentados os resultados das simulações com diferentes coeficientes de rugosidade de Manning para o cenário de vazão de 44,8 m³/s na seção de Corrêas.

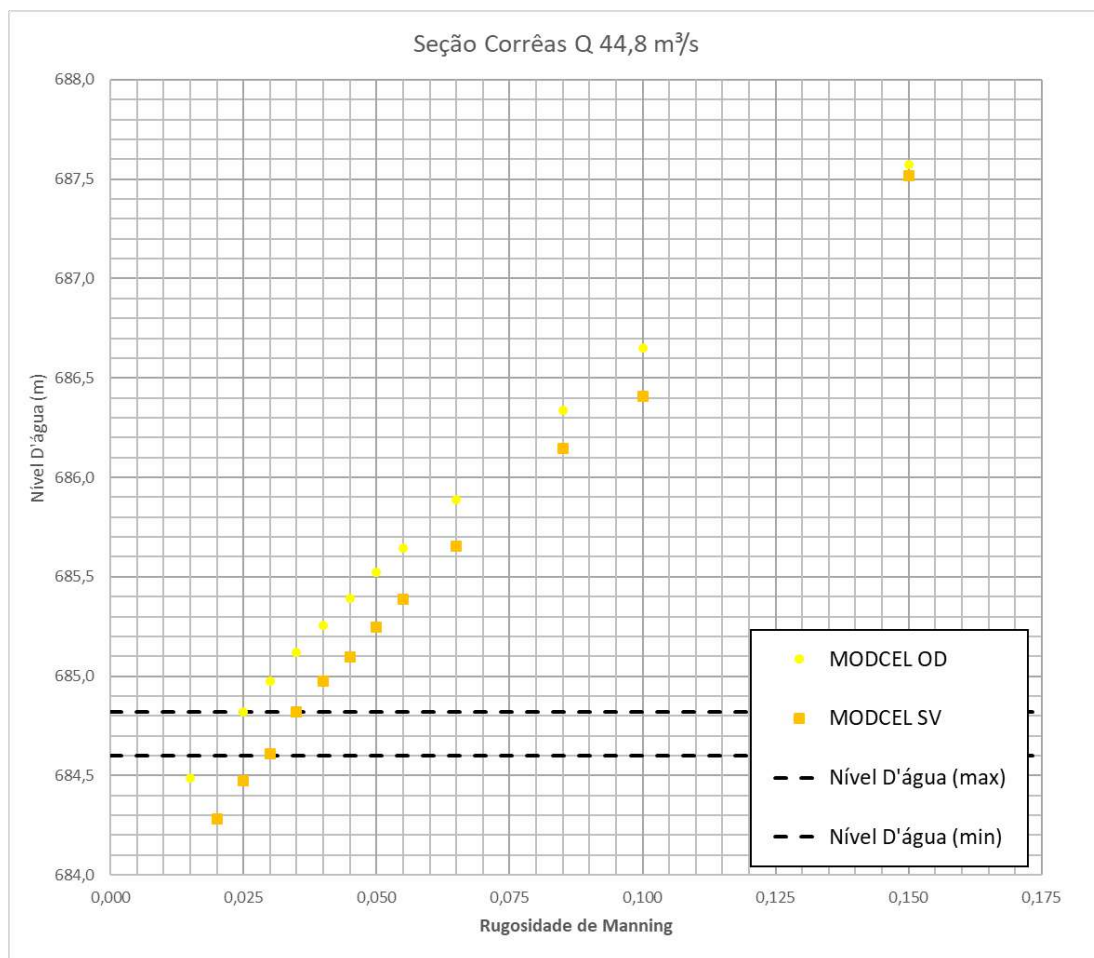


Figura 98 – Resultado dos níveis d'água para os diferentes coeficientes de rugosidade de Manning na seção de Corrêas para a vazão de 44,8 m³/s, simulação no modelo MODCEL abordagem *Quasi* 2D. Fonte: Autor.

Para o cenário de vazão 44,8 m³/s, o MODCEL é capaz de reproduzir o NA observado na seção de Corrêas, independentemente do equacionamento utilizado.

Ao interpolar os resultados obtidos através da equação da onda de difusão, se pode afirmar que os coeficientes de rugosidade de Manning capazes de reproduzir o NA observado, variaram próximos de 0,020 a próximo de 0,025.

Todavia, é contraditória esta afirmação, uma vez que ao utilizar o valor de 0,020 para o coeficiente de rugosidade, a simulação com este não foi capaz de gerar resultados confiáveis, uma vez que a vazão não foi estabilizada na seção.

Ainda assim, avaliando a interpolação dos resultados, em teoria, o coeficiente de rugosidade de 0,020 é capaz de reproduzir o observado na seção de Corrêas.

Já para a simulação que utilizou a equação de Saint Venant, o coeficiente de rugosidade capaz de reproduzir o NA observado foi próximo de 0,030 a próximo de 0,035.

A diferença média entre os resultados das simulações é de quase de quase 26 cm.

Na Figura 99 são apresentados os resultados das simulações com diferentes coeficientes de rugosidade de Manning para o cenário de vazão de 44,8 m³/s na seção de Nogueira.

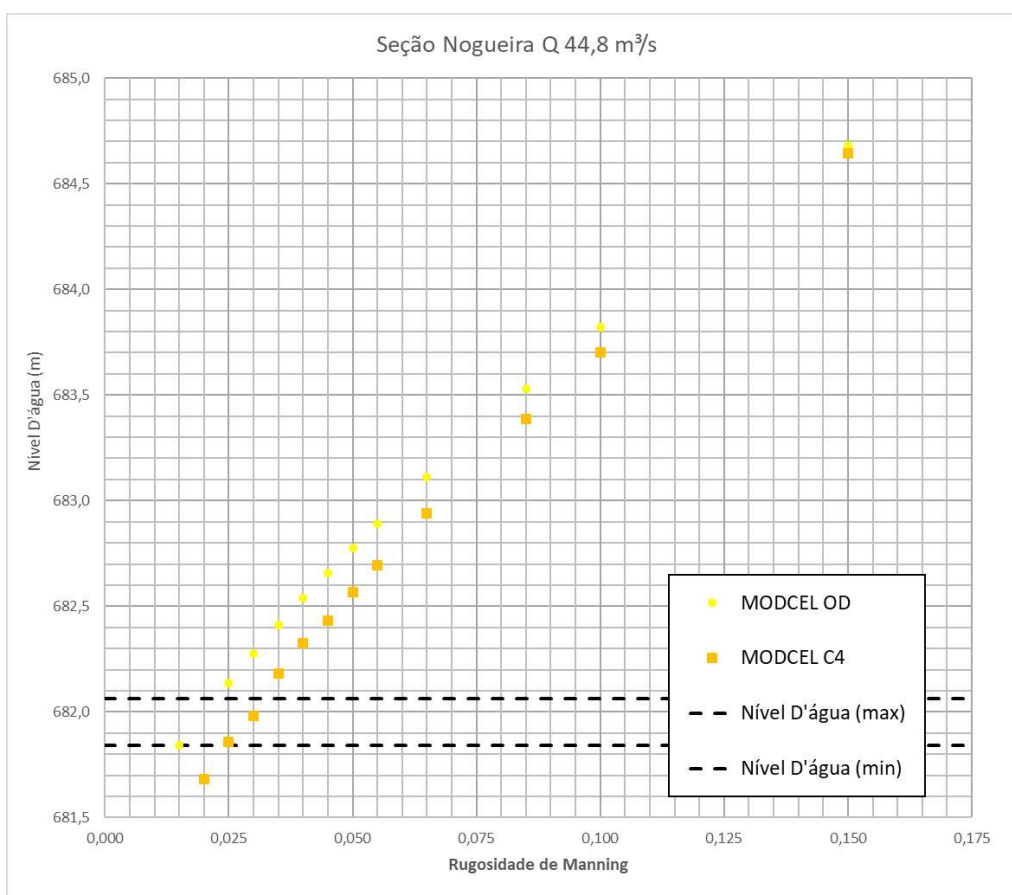


Figura 99 – Resultado dos níveis d'água para os diferentes coeficientes de rugosidade de Manning na seção de Nogueira para a vazão de 44,8 m³/s, simulação no modelo MODCEL abordagem *Quasi* 2D. Fonte: Autor.

Semelhante aos resultados dos demais modelos, para o cenário de vazão de 44,8 m³/s o MODCEL é capaz de reproduzir o NA observado com os coeficientes de rugosidade simulados.

Para o equacionamento da onda de difusão, ao interpolar os resultados encontrados, o coeficiente de rugosidade capaz de reproduzir o observado, variou próximo de 0,015 a próximo de 0,020. Novamente, mesmo este último coeficiente de rugosidade não sendo capaz de estabilizar a vazão na seção de Nogueira.

Para o equacionamento de Saint Venant, os coeficientes de rugosidade capazes de reproduzir observado, variaram próximo de 0,025 a próximo de 0,030.

A diferença média entre os resultados das simulações foi de um pouco mais de 19 cm.

Avaliando apenas os resultados na seção de Corrêas, se pode afirmar que o MODCEL foi capaz de reproduzir os níveis d'água observados nos diferentes cenários de vazão.

É esperado que os resultados das simulações do cenário de 44,8 m³/s sejam mais próximos da realidade quando comparados aos resultados dos demais cenários. Isto se deve a definição inicial da geometria, onde ao definir o tamanho de cada célula, o modelador priorizou o cenário de maior vazão, estabelecendo como largura da célula, a provável largura do cenário de vazão como mostrado na Figura 100.



Figura 100 – Representação das células de canal no modelo MODCEL. Fonte: Autor.

A representação da célula de canal possui largura maior do que a largura do rio, para a condição de vazão da data do levantamento aerofotogramétrico, ou seja, quando o modelador definiu as células, este buscou priorizar uma condição de cheia, e, portanto, os resultados do modelo devem estar mais próximos da realidade para cenário de vazão de $44,8 \text{ m}^3/\text{s}$.

Outro aspecto importante é quanto a relação nível d'água *versus* coeficiente de rugosidade de Manning, ao aumentar este coeficiente, consequentemente se aumenta volume armazenado na seção transversal, e, esta relação é distinta em uma seção trapezoidal para uma seção retangular.

No geral, as simulações foram muito rápidas quando comparadas as demais simulações dos demais modelos, levando de alguns minutos para as simulações com a equação da onda difusiva, para algumas horas quando se utilizou de Saint Venant. O maior tempo gasto foi na implementação do modelo, que durou uma semana. Quanto as simulações geraram em torno de 30 Gb de informação.

4.2 DISCUSSÕES

Para facilitar a discussão sobre os resultados, serão expostos em conjunto todos os resultados já apresentados anteriormente.

A Figura 101 é apresenta todos os resultados de níveis d'água na seção de Corrêas, para o cenário de vazão de $1,6 \text{ m}^3/\text{s}$.

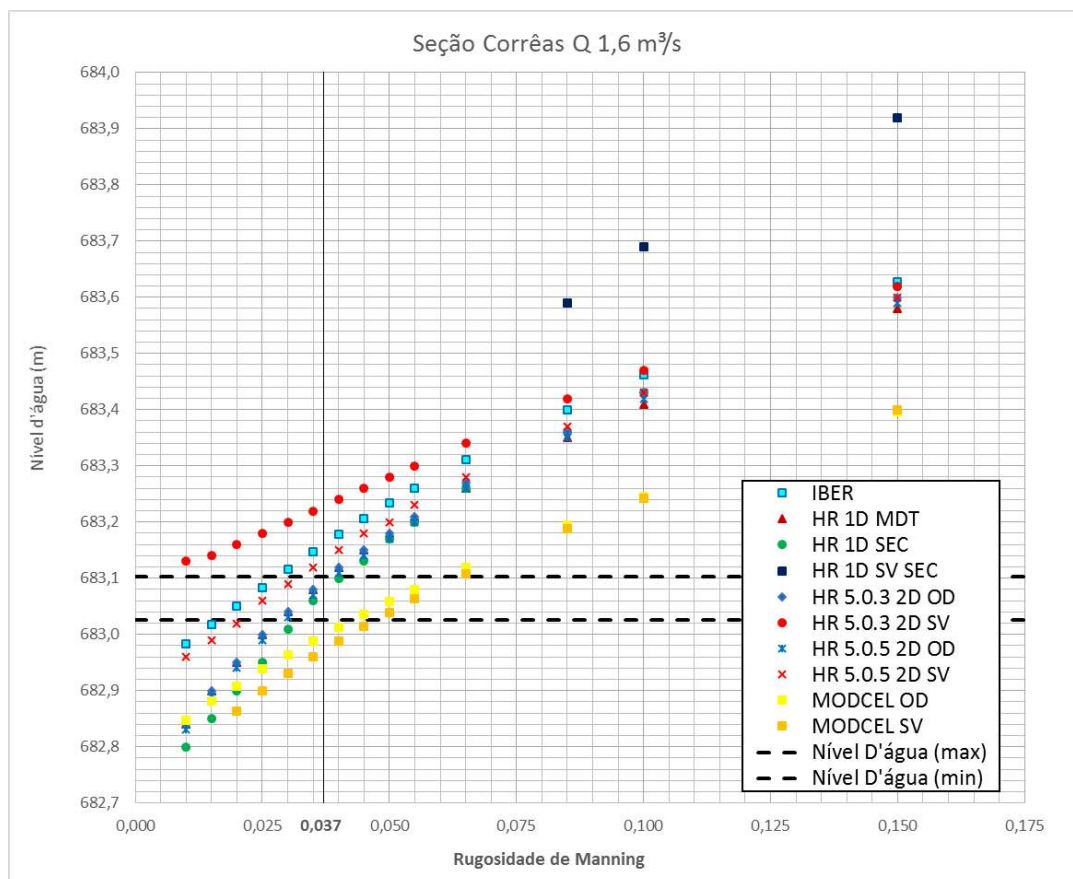


Figura 101 – Todos os resultados dos níveis d'água para os diferentes coeficientes de rugosidade de Manning na seção de Corrêas para a vazão de $1,6 \text{ m}^3/\text{s}$. Fonte: Autor.

Há uma clara divergência dos resultados, o coeficiente de rugosidade que é capaz de reproduzir o observado é diferente para os distintos modelos, e distintas abordagens e equacionamentos.

Era esperado que houvesse uma diferença, dado a particularidade da representação topográfica de cada modelo, bem como o equacionamento adotado por eles.

Como mencionado anteriormente, o MODCEL possuiria resultados menos precisos, uma vez que a geometria fora construída para o cenário de maior vazão, contudo, este modelo é capaz de representar o observado com ambas

as equações adotadas. E os resultados possuem, de certa forma, comportamento próximo do linear, enquanto as simulações com os demais modelos o comportamento é próximo de uma equação potencial, tendo um ligeiro decrescimento para os maiores coeficientes de rugosidade.

Já para o modelo HEC RAS 1D, utilizando o equacionamento mais simplório, independente da fonte da topografia, MDT ou seções de campo, o modelo foi capaz de reproduzir o observado. Estes resultados são muito semelhantes aos obtidos quando se utilizou o mesmo modelo com abordagem bidimensional e equação da onda difusiva. Para este último arranjo de modelagem, o tamanho da malha de cálculo pouco influenciou nos resultados.

O que salta aos olhos, é o comportamento do Modelo IBER e do modelo HEC RAS, quando se utiliza o equacionamento de Saint Venant. O IBER e a versão do HEC RAS 5.0.5 foram capazes de reproduzir o NA observado, mas, o coeficiente de rugosidade que reproduz é inferior aos demais, sendo este valor, inicialmente não atribuído a esta seção, se utilizar a literatura como parâmetro de comparação.

Já a versão do HEC RAS 5.0.3 é incapaz de reproduzir o verificado em campo, com os coeficientes de rugosidade simulados. E ainda, a abordagem unidimensional de Saint Venant não produziu resultados que reproduzissem o observado.

Esse primeiro cenário de vazão na seção de Corrêas foram cruciais para buscar uma explicação a divergência dos resultados.

Quando calculado o coeficiente de rugosidade da seção de Corrêas, apesar de possuir simplificações já explicadas anteriormente, determinou-se que para o cenário de vazão de $1,6 \text{ m}^3/\text{s}$ o coeficiente de rugosidade provável era de 0,037. Isto acarreta afirmar que o modelo HEC RAS apresentou resultados mais próximos do observado, quando utilizado a abordagem bidimensional equação da onda difusiva e quando utilizado a abordagem unidimensional, equação do balanço de energia, independente da origem da representação topográfica.

Para o MODCEL, a resposta já foi dada, o arranjo da geometria influenciou nos resultados. Contudo, o que começa a ser questionado, são os resultados

adquiridos, quando se utilizou as equações de Saint Venant nos modelos IBER e HEC RAS.

Questionar o equacionamento de Saint Venant é questionar tudo o que vem sendo desenvolvido até hoje, no que tange as simplificações do escoamento. Tal equacionamento é comprovado com experimentação, e, portanto, os resultados encontrados aqui pelos modelos não são capazes, de refutar tudo o que se desenvolveu até o presente momento. Sendo assim, foi preciso esclarecer os resultados obtidos.

Assim, a Figura 102 apresenta todos os resultados de níveis d'água na seção de Corrêas, para o cenário de vazão de $4,0 \text{ m}^3/\text{s}$.

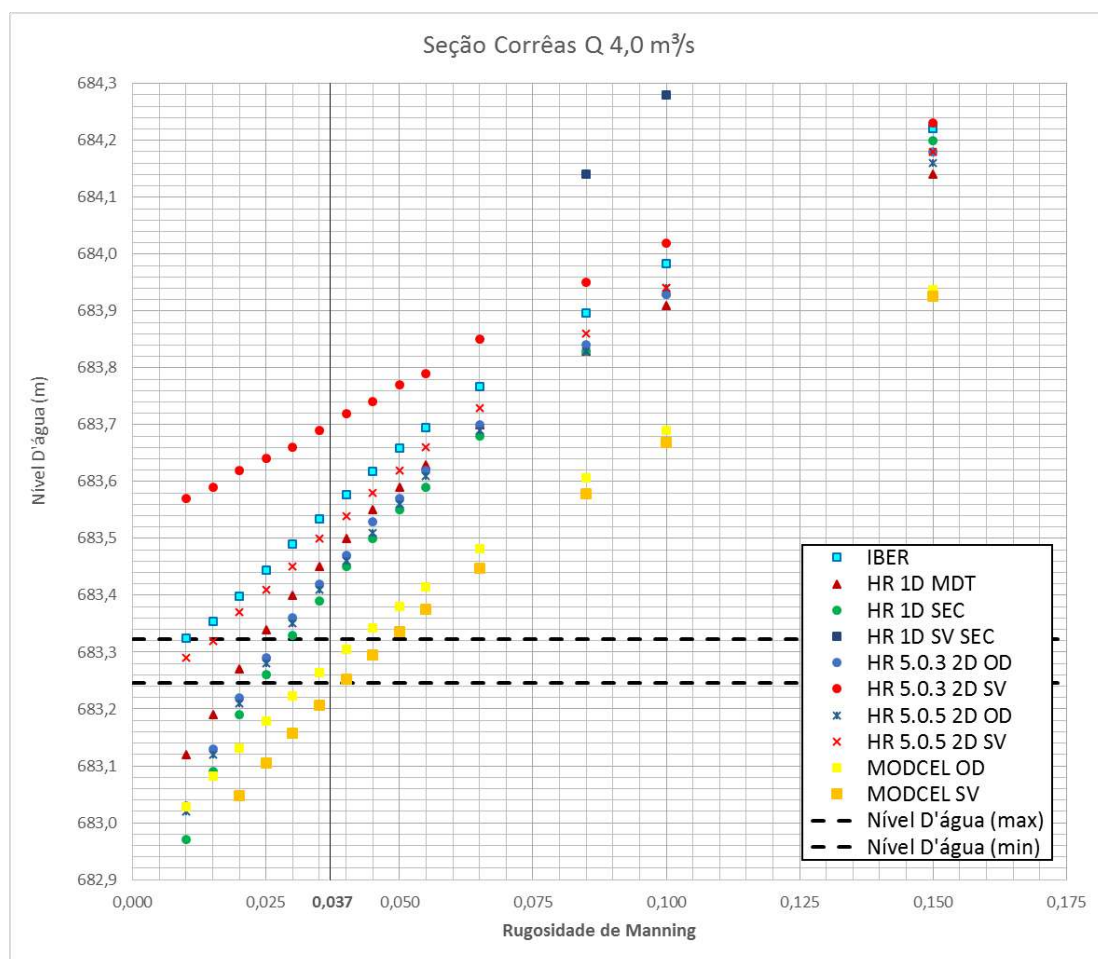


Figura 102 – Todos os resultados dos níveis d'água para os diferentes coeficientes de rugosidade de Manning na seção de Corrêas para a vazão de $4,0 \text{ m}^3/\text{s}$. Fonte: Autor.

Os resultados obtidos são ainda mais dispersos, mas, o que foi observado, para o cenário de menor vazão, também pode ser observado para este cenário.

O modelo MODCEL é capaz de reproduzir o NA observado, contudo associado a um coeficiente de rugosidade maior, do que os demais modelos, novamente devido ao fato da representação da topografia.

O modelo HEC RAS abordagem bidimensional e equação da onda difusiva apresenta resultados semelhantes aos encontrados quando se utilizou a abordagem unidimensional e o equacionamento mais simples, sendo as simulações que utilizaram as seções topográficas diretamente de campo, mais semelhantes.

O IBER é quase incapaz de reproduzir o observado, enquanto a versão do 5.0.3 do HEC RAS é incapaz de reproduzir o nível d'água registrado na medição de vazão. O que chama atenção é que o comportamento do IBER e do modelo HEC RAS 5.0.5 são muito semelhantes, a diferença nos resultados pode ser devido ao tamanho da malha adotado em cada modelo.

Repetidamente, os modelos que utilizaram o equacionamento de Saint Venant, não foram capazes de reproduzir, ou reproduziram com um coeficiente de rugosidade que não condiz com a literatura.

Neste momento, buscou-se avaliar a velocidade encontrados nas simulações, e o que se observou, é que, em geral, a velocidade encontrada pelas simulações que utilizaram o equacionamento de Saint Venant era menor do que as observadas em campo, durante a medição de vazão, e que as velocidades obtidas quando se utilizava a equação da onda difusiva eram mais próximas do registrado em campo.

Novamente, há algo de errado com as simulações que utilizaram a equação de Saint Venant como equacionamento, ou há algo de errado com condição de entrada nos modelos. Isto forçou o autor avaliar todos os dados de entrada que alimentaram o modelo, e permutar condições iniciais e de saída, buscando avaliar se algo afetaria os resultados de NA nas seções de monitoramento, mas nada provocou mudanças.

Na Figura 103 são apresentados todos os resultados de níveis d'água obtidos para a seção de Corrêas, para o cenário de vazão de 44,8 m³/s.

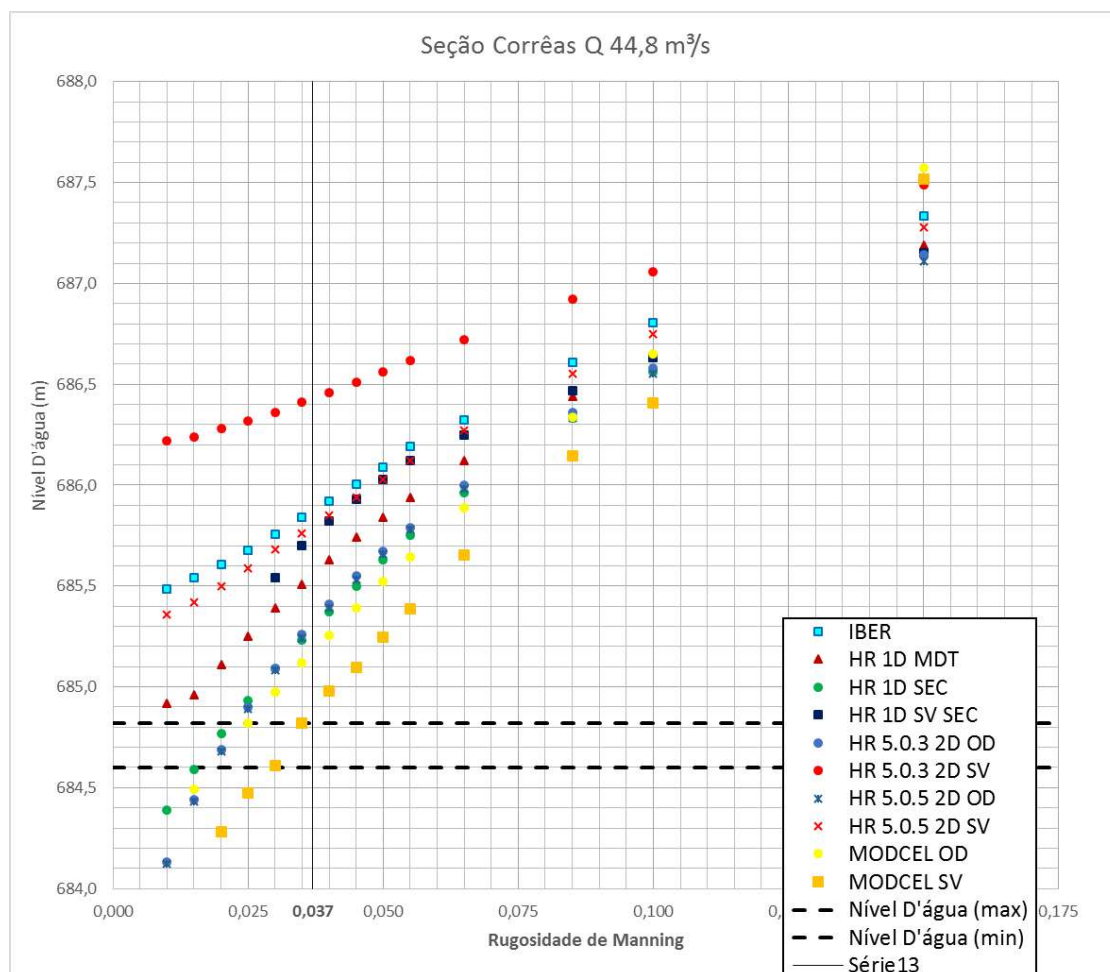


Figura 103 – Todos os resultados dos níveis d'água para os diferentes coeficientes de rugosidade de Manning na seção de Corrêas para a vazão de 44,8 m³/s. Fonte: Autor.

Para a vazão de 44,8 m³/s a dispersão dos resultados é ainda maior. Como esperado o modelo MODCEL, equação da onda difusiva, apresenta resultados semelhantes aos encontrados pela modelo HEC RAS bidimensional, quando se adota a equação da onda de difusão e para a abordagem unidimensional com a topografia proveniente das seções de campo. Uma vez que a geometria construída no MODCEL priorizou o cenário de maior vazão.

Ademais quando se utiliza o equacionamento de Saint Venant, o MODCEL apresenta resultados divergentes aos demais uma vez que a topografia foi modificada para esta simulação. Ao suavizar a representação do fundo do rio, preenchendo as imperfeições do leito, de tal forma que se aumentou as cotas de fundo, era de se esperar que: para reproduzir o NA observado, seria

necessário diminuir o coeficiente de rugosidade, diminuindo assim o NA na seção de monitoramento, o que não foi observado.

Isto sugere, que no momento da suavização da topografia, tenha se alterado o controle hidráulico da seção de monitoramento, e, por tanto, para reproduzir o NA observado, foi necessário aumentar a perda de energia no trecho, através do coeficiente de rugosidade de Manning.

Esta é a única abordagem, que utiliza a equação de Saint Venant, capaz de reproduzir o observado em campo, para o maior cenário de vazão. Os demais modelos, que utilizaram este equacionamento, não produziram resultados que reproduzissem o observado.

Consequentemente, era necessário buscar uma explicação para a divergência dos resultados, principalmente no tocante a utilização das equações de Saint Venant.

Para isto, se solucionou esta equação na forma unidimensional, como apresentado na Equação 5. Com auxílio de uma planilha Excel, de forma discreta, partindo de um estado de equilíbrio de vazões, se buscou mensurar e avaliar a ordem de grandeza de cada componente da equação.

Se percebeu, que o termo da aceleração convectiva (vdv/dx) adquire uma importância, absurda, ao longo do rio, sendo, as vezes maior do que os outros termos da equação. No APÊNDICE II há uma tabela que discretizar o valor dos termos da equação de Saint Venant, para a representação real da topografia e para a representação que o leito do rio foi suavizado, tomando como base, as informações oriundas do modelo MODCEL. É apresentado na Figura 104 um trecho da tabela que evidencia a majoração do termo da aceleração convectiva.

Células	Leito Natural				Leito Suavizado			
	$v.dv/dx$ (10 ³)	gdh/dx (10 ³)	gSO (10 ³)	gSf (10 ³)	$v.dv/dx$ (10 ³)	gdh/dx (10 ³)	gSO (10 ³)	gSf (10 ³)
171	3.36	6.26	9.68	6.65	3.02	-2.15	1.36	3.89
172	1.71	2.07	5.94	7.41	1.66	-2.99	1.36	4.56
173	-1.66	29.24	30.92	7.03	1.65	-3.54	1.36	5.15
202	16.85	0.65	10.77	51.50	10.21	-8.36	5.46	15.53
203	-5.06	14.91	47.58	54.60	6.67	-12.27	5.46	18.18
204	75.95	-66.45	-29.48	76.66	7.97	-14.07	5.46	20.17
205	74.43	-38.18	22.98	136.04	8.71	-17.49	5.46	23.47
206	79.23	-30.25	60.21	236.85	6.87	-22.30	5.46	28.11

Figura 104 – Trecho da tabela do APÊNDICE II, que ilustra a majoração do termo da aceleração convectiva.

A literatura, geralmente, indica que este, pode ser desprezível em comparação ao restante da equação, permitindo assim se assumiu os modelos simplificado da onda de difusão como solução do escoamento.

Esta valoração do termo de aceleração convectiva se dá pelas mudanças bruscas da topografia do leito do rio Piabanha, que em momento chega a ter contra declives. A valorização exagerada deste termo impediu que se pudesse encontrar soluções no MODCEL e também no HEC RAS abordagem unidimensional, uma vez, ao seguir a recomendação do programa, se aumentou a discretização da topografia, com mais seções transversais, como consequência o modelo se tornou mais instável. Quando se simplificou, e se utilizou menos seções, no caso que usou os dados de campo, o HEC RAS foi capaz de solucionar e apresentar alguns resultados.

Portanto a topografia bem representada foi capaz de instabilizar o método numérico, a ponto de não produzir resultados compatíveis com os observados.

Uma vez que se simplifica o equacionamento à onda de difusão, removendo a parcela da aceleração convectiva, não há majoração deste termo na modelagem, permitindo a reprodução dos níveis d'água observados. Assim como, o equacionamento mais simplório da abordagem unidimensional, que foi capaz de reproduzir os NAs observados na seção de monitoramento de Corrêas.

Isto só foi percebido, pois se conhecia os níveis d'água associados as suas medições de vazão e por ter sido simulado condições de regime permanente nos modelos. No momento que é atingido o estado de estabilidade

de vazão, o termo de aceleração local (dv/dt) se estabiliza e deixa de ser contabilizado, assim, pode se verificar o aumento da importância do termo da aceleração convectiva.

Em um estado de regime não permanente, onde é simulado uma onda de cheia, pode ser difícil quantificar o peso de cada termo. Além do que, conhecer a relação nível d'água e vazão para um regime não permanente não é simples, uma vez que a declividade da linha de energia varia no tempo, e esta relação não é obedece a univocidade, sendo ainda mais difícil de realizar comparação entre os resultados.

A hipótese de considerar o regime permanente, para o cenário de 44,8 m³/s, pode, também, ter contribuído para a pulverização dos resultados. A interpretação inicial do modelador, que ao representar o fenômeno em situação de um regime permanente pode ter sido equivocada, ao considerar a vazão constante no tempo, a simulação não reproduz o fenômeno observado, uma vez que na data em que foi realizado a medição de vazão de 44,8 m³/s, o fenômeno que provocou tal vazão, foi a passagem de uma onda de cheia, como ilustrado na Figura 42.

O modelador, ao simplificar o fenômeno ao regime permanente, além de poder estar superestimando o volume escoado, e, portanto, preenchendo toda a calha do rio com um volume irreal, como consequência, pode se gerar condições irreais. Além do volume, outra característica que é ignorada é a linha de energia, e, por isso alguns dos resultados divergem ainda mais do real.

Cabe ressaltar que o motivo que levou o modelador à esta decisão, foi a ausência de informações básicas de monitoramento hidrométrico, que impediram a obtenção de uma curva chave, de tal forma que fosse possível estimar o volume do hidrograma do dia 15/12/2016.

Isto ajuda a explicar um pouco da divergência encontrada na simulação para o cenário de vazão 44,8 m³/s. Entretanto, para os demais cenários de vazão, a hipótese de regime permanente é plausível, sendo a majoração da aceleração convectiva, consequência da topografia bem representando. Em momentos onde a declividade é bruscamente variada, é a explicação para a divergência dos resultados que utilizaram as equações de Saint Venant.

Avaliando apenas os resultados encontrados para a seção de Corrêas, pode se afirmar que os efeitos da rugosidade são maiores quanto menor o nível d'água na seção, para as situações simuladas, ou seja, quanto menor a lamina da água na seção, mais influência do atrito das paredes da seção terá o escoamento, compatível com o ilustrado na Figura 19.

Contudo, não foi simulada nenhuma situação em que há o extravasamento da calha do rio, e, onde se espera que esta relação se inverta, passando a ter maior resistência ao escoamento, quando este se dá fora da calha do rio. No entanto esta condição é muito difícil de ser monitorada, não sendo bem conhecidas as grandezas das variáveis envolvidas neste processo.

Quanto ao efeito de retardamento do escoamento, foi observado como esperado, ou seja, quanto maior o coeficiente de rugosidade, maior o tempo necessário para que a água escoe por todo o rio modelado. Sendo assim, o coeficiente de rugosidade de Manning pode impactar no tempo de percurso da onda de cheia.

Agora, avaliando os resultados encontrados na seção de monitoramento de Nogueira. A Figura 105 apresenta todos os resultados para o cenário de vazão $1,6 \text{ m}^3/\text{s}$ para a seção de Nogueira.

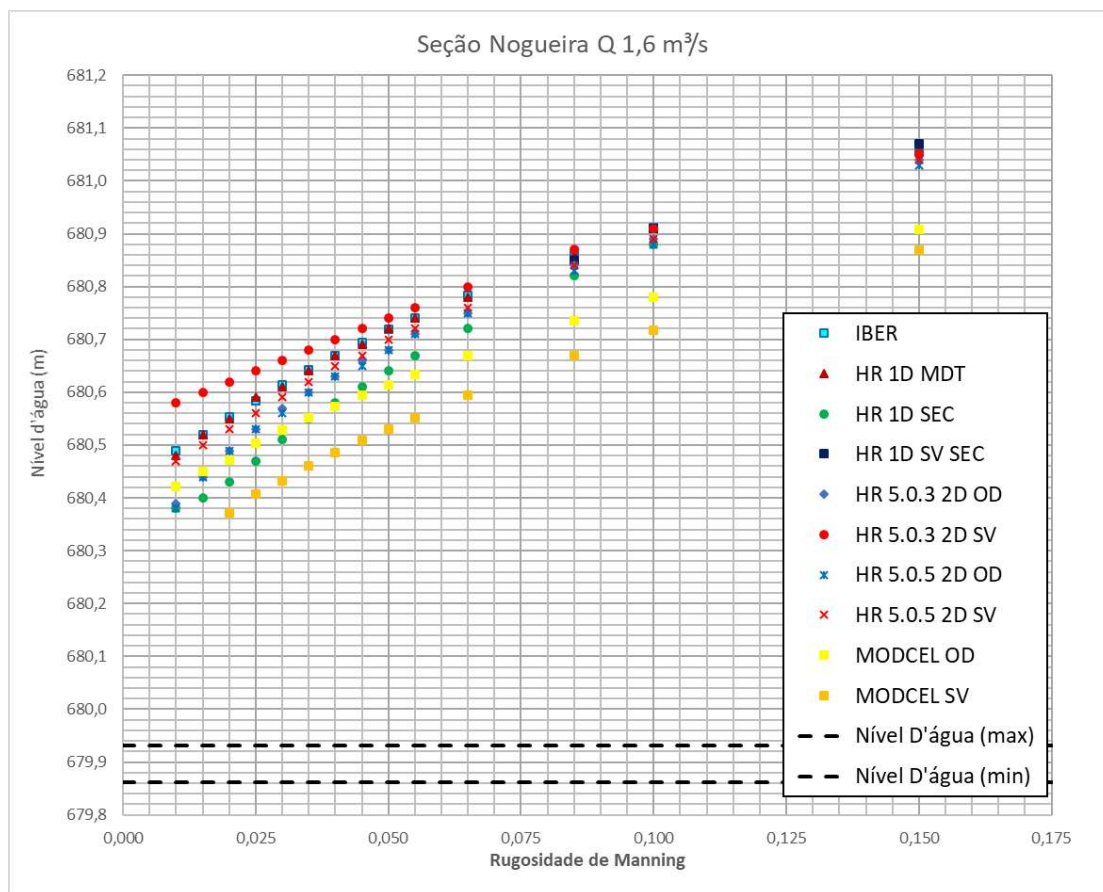


Figura 105 – Todos os resultados dos níveis d'água para os diferentes coeficientes de rugosidade de Manning na seção de Nogueira para a vazão de 1,6 m³/s. Fonte: Autor.

Nenhuma das simulações com os diferentes modelos, diferentes abordagens e diferentes origens da topografia foram capazes de reproduzir o observado.

Entretendo, há uma diferença evidente entre os resultados do modelo HEC RAS unidimensional, quando utilizado a equação mais simples, com informações topográficas. E quando se soma a isto, a simulação com o MODCEL, que possui uma suavização na representação da topografia. Este foi o que apresentou resultados mais próximo do nível d'água observado, o que sugere um possível equívoco na representação topográfica.

A Figura 106 apresenta todos os resultados para o cenário de vazão 4,0 m³/s para a seção de Nogueira.

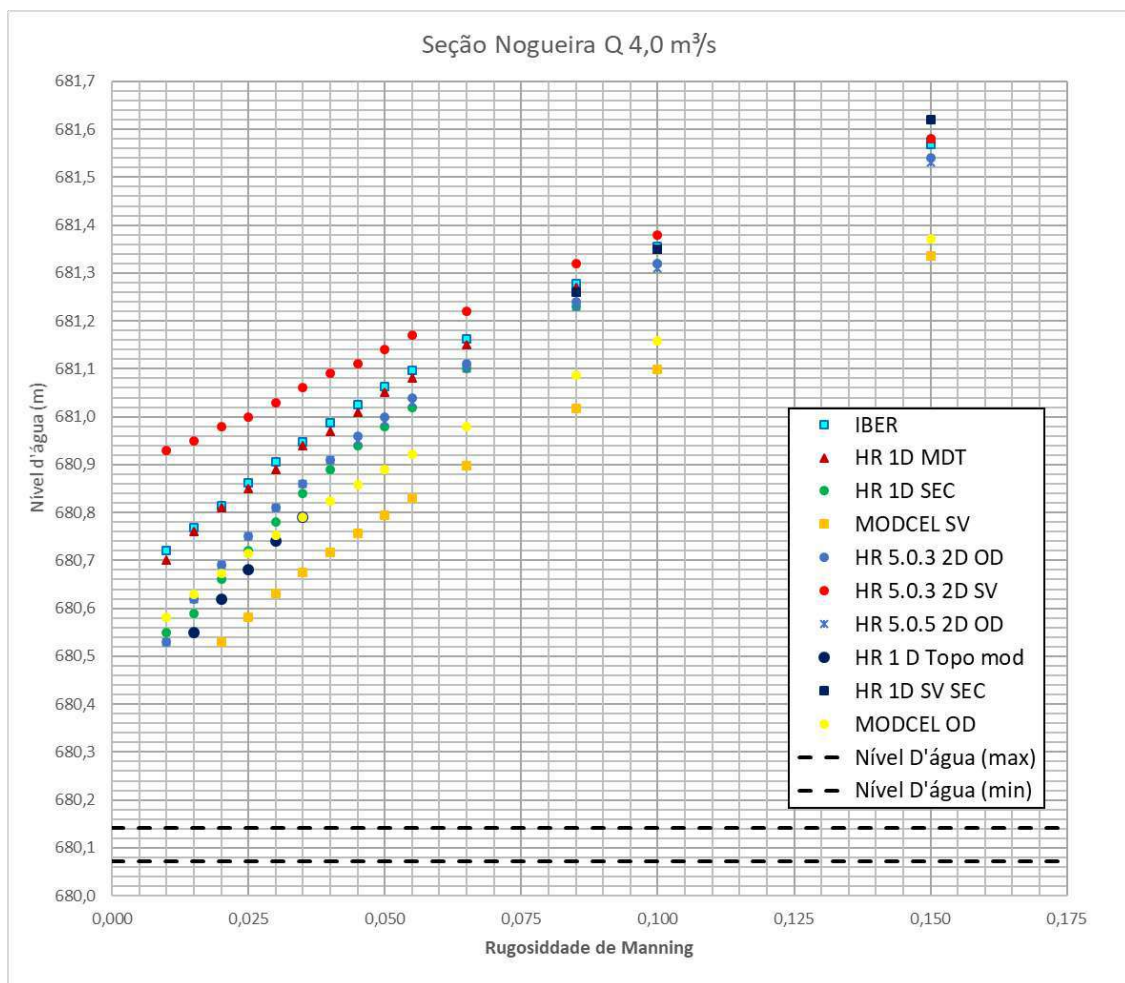


Figura 106 – Todos os resultados dos níveis d'água para os diferentes coeficientes de rugosidade de Manning na seção de Nogueira para a vazão de 4,0 m³/s. Fonte: Autor.

Novamente, nenhum dos modelos é capaz de reproduzir o observado na seção.

A Figura 107 apresenta todos os resultados para o cenário de vazão 44,8 m³/s para a seção de Nogueira.

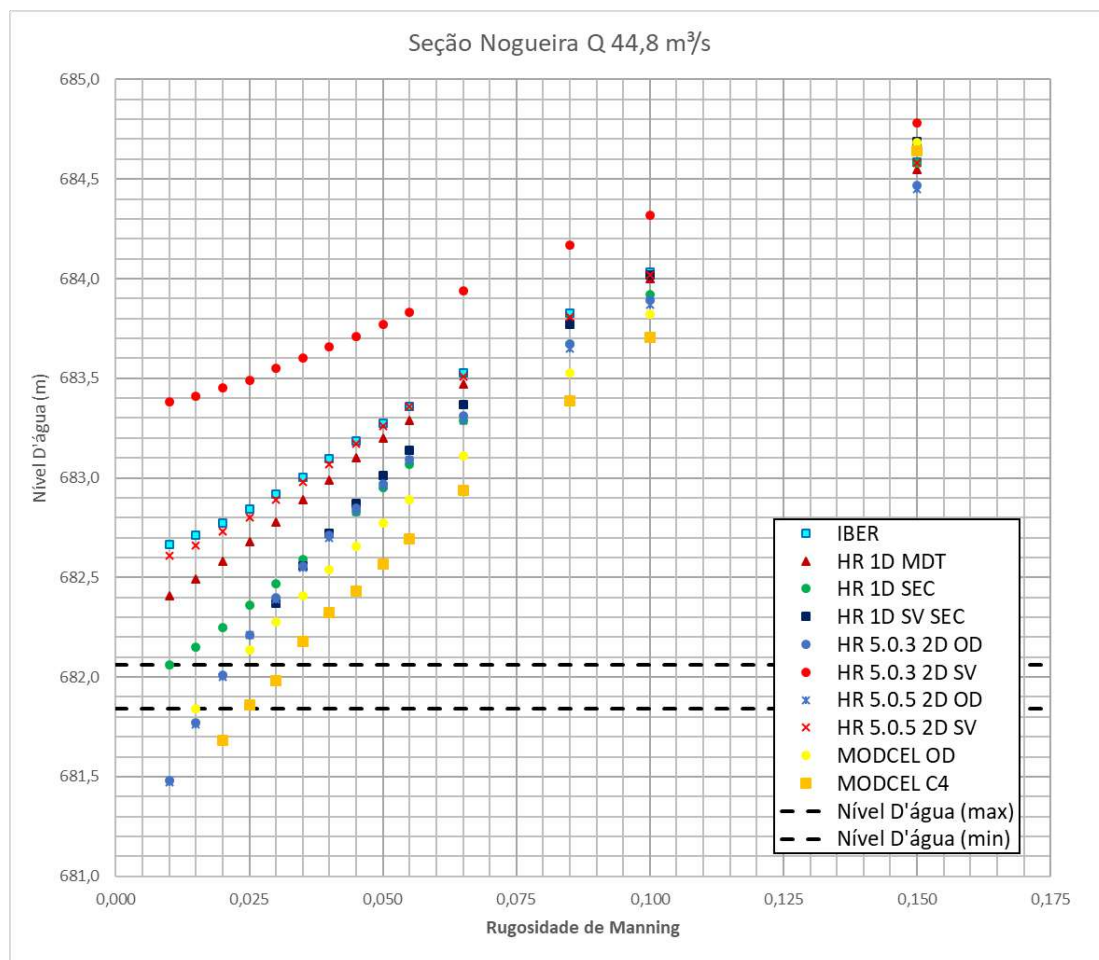


Figura 107 – Todos os resultados dos níveis d'água para os diferentes coeficientes de rugosidade de Manning na seção de Nogueira para a vazão de 44,8 m³/s. Fonte: Autor.

Finalmente, para o cenário de vazão 44,8 m³/s alguns modelos são capazes de reproduzir o observado.

Novamente a topografia foi o fator determinante para explicar a diferença dos níveis d'água encontrados através das simulações para os diferentes cenários e para os diferentes modelos.

Ao se analisar os cenários de menor vazão, onde nenhum modelo é capaz de reproduzir o verificado em campo, é provável que exista um equívoco na representação topográfica, a representação do terreno possui cotas maiores do que as reais para a região a jusante de Nogueira, fazendo com que os níveis d'água sejam elevados a montante na seção de monitoramento e por isso nenhuma simulação é capaz de reproduzir o observado.

Foi necessária uma reavaliação de tudo o que foi feito, por tanto, o modelador avaliou todos os dados utilizados no processo, resgatou o registro

fotográfico da medição de descarga, a planilha de cálculo, não encontrando nenhum erro nestes. Restando apenas a representação topográfica como o possível responsável por provocar divergências nos resultados.

Ao comparar a seção transversal levantada no projeto com a seção levantada na data da instalação da estação de Nogueira, foi percebido uma distinção nas cotas do leito rio Piabanha na seção de Monitoramento.

Foi necessário, portanto, um terceiro levantamento de seção transversal para dirimir qualquer dúvida. Assim, há três levantamentos de seção em Nogueira: o levantamento de seção que ocorreu na data da instalação da estação em 28/07/2018; o levantamento de seção do projeto em 15/09/2018; e o terceiro levantamento, em 08/06/2017.

Na Figura 108 é apresentado a comparação dos levantamentos das seções transversais. Se ressalta, que para plotar a seção levantada no ato da instalação da estação, foi necessário utilizar a cota IBGE da RN1 para transformar as cotas arbitrárias em cota IBGE. Se escolheu arbitrariamente esta referência de nível, contudo, a seleção da outra RN não impacta os resultados apresentados.

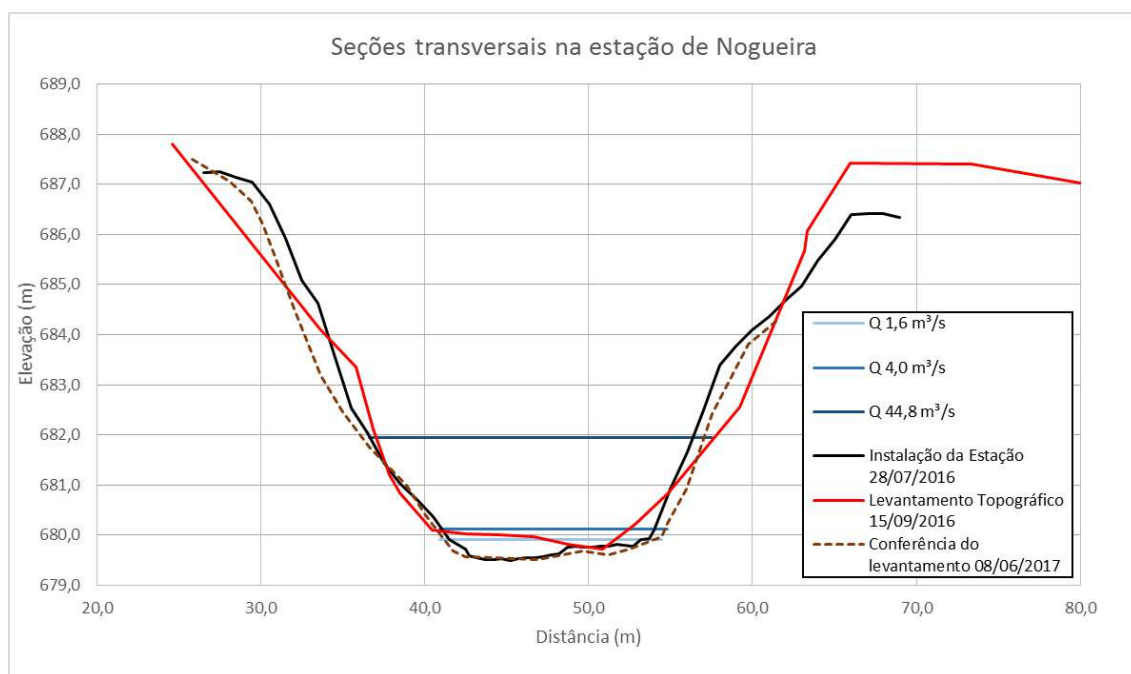


Figura 108 – Comparação das seções transversais na estação de Nogueira. Fonte: Autor.

Logo, é observado na Figura 108, uma diferença na representação da topografia, apesar da forma geométrica ser semelhante, a cota do fundo do rio é

visivelmente diferente. Ao comparar os levantamentos do dia 28/07/2016 e do dia 08/06/2017, se pode afirmar que as mesmas são semelhantes, enquanto o levantamento do dia 15/09/2016 diverge altimetricamente das demais, ou seja, existe uma diferença média das cotas do leito do rio de 45 cm.

Cabe salientar que o levantamento do dia 28/07/2016 foi realizado através do nivelamento geométrico, enquanto os demais levantamentos foram realizados com auxílio do GNSS via RTK.

Portanto, pode se considerar que o levantamento topográfico do projeto está equivocado. A técnica de levantamento, realizada através de satélite e radio pode ter sofrido interferência externas que diminuíram a precisão do método. Como consequência, há um levantamento, equivocado do fundo, que consequentemente eleva os resultados do NA nas simulações para o trecho de Nogueira, uma vez que estas informações topográficas foram utilizadas nas modelagens.

Este erro não afeta apenas a seção e sim todo um trecho, o modelador ao reduzir as cotas do leito da seção transversal de Nogueira em 45 cm e simular novamente, ainda assim, não foi capaz de reproduzir o observado, uma vez que o controle hidráulico do nível d'água em Nogueira acontece a jusante da seção alterada. Portanto, seria necessário o rebaixamento de todo um trecho do rio Piabanha.

Foram realizados testes, apenas para avaliar o que seria necessário para reprodução do observado em campo. Utilizando o modelo HEC RAS, abordagem unidimensional e com equacionamento do balanço de energia seriam necessários a redução de 1 m na cota do leito do rio em seções a jusante da estação de Nogueira, nas seções que realizam o controle hidráulico da seção de Nogueira, para assim reproduzir o NA observado para os cenários de menor vazão.

Para o cenário de maior vazão, o fundo deixa de ter papel de protagonismo, e a forma da calha passa a influenciar significativamente no resultado do NA, e assim, alguns modelos passam a ser capazes de reproduzir o observado.

Nas maiores vazões a área molhada da seção transversal é maior, ao comparada com a área molhada suprimida equivocadamente pelo levantamento topográfico. Ao observar a Figura 108, a forma das seções é semelhante, e por isso, alguns modelos passam a reproduzir os níveis d'água.

Ao verificar este equívoco na topografia, a topografia da seção de Corrêas também foi verificada, contudo não foi verificada nenhuma incoerência.

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A princípio, quando foi idealizado este trabalho, foi pensado em uma avaliação dos modelos hidrodinâmicos, buscando identificar a aptidão de cada abordagem de modelagem e o papel que o modelador possui.

Entretanto, com todos os contratempos enfrentados no processo de modelagem e, principalmente com as divergências dos resultados, o que ficou mais evidente é que mais importante que a discussão sobre que modelo vai ser usado em um estudo hidrodinâmico, são as informações sobre a representação física, sua coerência com as hipóteses formuladas e as escolhas do modelador neste processo.

Se não se conhecesse a relação dos níveis d'água e vazão na seção de Corrêas utilizada como referência neste trabalho, seria difícil apontar quais os resultados estavam corretos, dada a tamanha divergência dos resultados dos diferentes modelos. E o que aumenta a discussão é que os modelos mais complexos não foram capazes de reproduzir o observado. Até o HEC RAS, o simples fato de alterar a versão do mesmo modelo, de uma versão mais antiga para uma mais atual, produziu resultados muito diferentes dos produzidos pela versão anterior.

A pergunta que o modelador deve fazer a si mesmo, no início de um projeto que envolva modelagem hidrodinâmica, não pode ser somente se o modelo, e o tipo de abordagem, são capazes de reproduzir o que se pretende estudar, mas também, se terá informações suficientes para calibrar e validar os resultados oriundos no processo de modelagem. Mais ainda, ele deve se perguntar que nível de detalhamento é realmente necessário na representação do sistema e se isso é coerente com a proposta de equacionamento da modelagem.

Consequentemente, os modeladores devem romper com a preceito, de que: “o melhor modelo é aquele que o modelador sabe utilizar”. De forma alguma isto pode ser verdadeiro e quando um modelador for questionado sobre qual o melhor modelo a ser empregado em um estudo, a resposta consensual deveria ser depende.

O melhor modelo vai depender do que se pretende estudar, do que se pretende ter como resultados e, principalmente, do que se tem de informação para representar a topografia e do que se tem para calibrar e validar os resultados. Note-se que a melhor resposta também não pode ser “o melhor modelo é o mais sofisticado, 3D, se possível”. O simples aumento nas dimensões de modelagem não garante melhores resultados.

Inicialmente, na elaboração deste trabalho, se imaginou, que os modelos mais complexos, seja pela abordagem bidimensional, seja pelo equacionamento utilizado, ou por permitir a representação topográfica direta do MDT, novamente seriam o que obteriam os resultados mais próximos dos reais. E os demais modelos seriam capazes de reproduzir o observado, mas com limitações.

No entanto, considerando apenas os resultados para a seção de Corrêas, considerando o coeficiente de rugosidade de Manning calculado para o trecho; considerando o que a literatura aponta como coeficiente de rugosidade para a seção; considerando que não ocorreu extravasamento do rio Piabanha na data da medição de vazão; e comparando as velocidades encontradas na simulação com as medidas nas campanhas de medição de descarga.

Pode-se afirmar que os modelos mais simples, seja pela abordagem, seja pelo equacionamento ou pela topografia, obtiveram os melhores resultados, conseguiram reproduzir os níveis d'água observados na seção de monitoramento com valores de coeficiente de rugosidade plausíveis com os apresentados na literatura.

Ou seja, se fosse necessário realizar simulações com outras vazões, que não as simuladas, o modelador deveria dar preferência em realiza-las nos seguintes modelos:

- HEC RAS unidimensional, com o equacionamento mais simples, e com as informações oriundas das seções transversais de campo;
- HEC RAS bidimensional, usando a equação da onda difusiva, com a malha de cálculo de 2 m; e
- MODCEL, equação da onda de difusão conhecendo a simplificação da seção transversal imposta pelo modelo.

Este resultado contraria o senso comum da modelagem hidrodinâmica, e a atual tendência, que torna os modelos cada vez mais complexos, permitindo a entrada de atributos cada vez mais refinados.

Inicialmente, o modelador deixaria de lado as abordagens mais sofisticadas, por ter percebido um equívoco nos resultados provocados pela majoração do termo de aceleração convectiva da equação dinâmica de Saint Venant.

Este erro foi provocado pela variação não gradual da representação do leito do rio Piabanha, que só foi percebida porque se conheciam os níveis d'água associados à vazão e porque se adotou a condição de regime permanente de fato, na dedução das equações de Saint Venant, se formula a hipótese de variações graduais. Sendo isto, algo incomum, muitas vezes o usuário tenta estudar casos mais complexos, onde há o extravasamento da calha do rio, pela passagem de uma cheia de cheia, onde, por vezes, se conhece o NA registrado em alguns pontos do rio, sendo totalmente desconhecidas as vazões e os volumes associados ao evento, e, portanto, é difícil confrontar os resultados e perceber distorções. Essas distorções acabarão afetando os parâmetros de calibração

Em muitos casos se desconhece a real situação das condições de escoamento no rio que se quer estudar, como consequência, os modeladores podem desconhecer o real impacto da topografia “bem detalhada” do leito do rio, na matemática por trás de cada modelo. No caso estudado, a topografia muito irregular do leito do rio Piabanha, representada de forma muito detalhada, foi capaz de instabilizar o método numérico de tal forma, que os resultados não retrataram o observado. Para alguns cenários e abordagens de modelagem, os modelos são incapazes de retratar o fenômeno minimamente.

O relevante nestes resultados, é que complicar o equacionamento, e exigir a perfeição topográfica, não necessariamente provoca uma melhora nos resultados, uma vez que a própria representação do rio Piabanha infringe a hipótese simplificadora das equações de Saint Venant, que prevê variações graduais no escoamento

Outro ponto relevante, seria de grande avanço se os modelos que são de uso livre, também disponibilizassem a programação e simplificações particulares de cada um. Todo modelo matemático possui simplificações e, por sua vez, a implementação numérica destes acarretam em outras simplificações adicionais.

O MODCEL e o HEC RAS unidimensional não produziram resultados para a topografia irregular detalhada, enquanto o IBER e o HEC RAS bidimensional produziram resultados equivocados, sem ao menos informar ao usuário de anomalias.

Conhecer a programação do MODCEL foi essencial na identificação do fato gerador da divergência dos resultados: a variação não gradual do leito do rio. Portanto, se os modelos são de uso livre, de fácil acesso, os desenvolvedores devem também permitir o acesso à programação dos modelos. Saber o que há por trás da programação é o que deve ser a tendência, e assim, de fato os modelares poderão conhecer as reais simplificações e limitações de cada um modelo, deixando de serem meros usuários, podendo ser colaboradores. Interrompendo a atual tendência de apenas consumirem os resultados sem conhecer a fonte geradora destes. Hoje já é comercializado o serviço de modelagem, sem que o modelo seja de fácil acesso ao usuário final, que terá que acreditar religiosamente nos resultados adquiridos.

Os resultados poderiam ser ainda mais divergentes, se a interpolação do fundo não fosse realizada de forma linear, se não fossem verificadas exaustivamente as incoerências criadas no leito do rio, pelas ferramentas de interpolação.

Se a representação do leito do rio com seções transversais, foi capaz de produzir resultados equivocados, o que as ondulações criadas no momento da interpolação entre seções poderiam acarretar?

A ideia que a topografia melhor representada, produz os melhores resultados é um equívoco, pois, ainda não há ferramentas para coleta de informações discretizada do terreno em conjunto as informações com o do leito do rio, sendo sempre necessário uma forma de encaixar as duas superfícies.

Se o modelador só dispusesse do IBER, para a realização da modelagem, este seria incapaz de reproduzir a maioria dos NA observados, enquanto, nos

demais modelos, o modelador poderia optar em simplificar o equacionamento, obtendo assim resultados compatíveis com a realidade.

Para os casos em que o IBER é capaz de reproduzir o NA observado, o coeficiente de rugosidade associado a esta simulação é um tanto fora da faixa usual para o trecho de estudo, quando levados em consideração os valores da literatura. E o que pode se tirar desse resultado é: vale a pena distorcer a realidade para fazer com que o modelo reproduza o observado?

Se o que se pretende modelar é sempre a mesma vazão, na mesma seção, pode-se considerar tal distorção com parcimônia. No entanto se o que deseja estudar é uma situação totalmente distinta, o melhor que se tem a fazer é procurar no universo das simplificações inerentes ao processo de modelagem, o que pode afetar os resultados distorcendo a realidade. Simplificações são sempre pertinentes e bem-vindas, desde que estas não distorçam a realidade e o modelador conheça os impactos na modelagem.

Calibrar o modelo com apenas uma informação não garante que este esteja representando adequadamente a natureza. Primeiro porque o coeficiente de rugosidade muda de uma vazão para outro, dado que as profundidades mudam e o coeficiente de Manning varia com a profundidade, reduzindo seu valor. Como foi visto aqui, podem haver também equívocos no levantamento topográfico que podem ser imperceptíveis ao modelador.

O ideal é que o modelador possua informações para calibrar o modelo em determinados pontos, mas que ele também atribua sua interpretação do fenômeno buscando compreender o processo. Um rio não possui o mesmo coeficiente de rugosidade de Manning para todo o trecho estudado, nem o modelador será capaz de reproduzir perfeitamente as condições naturais. Sendo assim, é importante o modelador imprimir sua visão do fenômeno, como por exemplo, atribuir maiores coeficientes de rugosidade em locais com maior perda de energia, como: confluências de rio, mudanças bruscas de declividade e na forma da seção, na presença de pontes, etc.

Como recomendação, ao se obter informações topográficas, do tipo seção transversal sugere-se que seja realizada uma modelagem simplória e exploratória, utilizando o modelo que seja compatível com o tipo de informação

gerada, ou seja, para levantamento por seção, utilize um modelo que utiliza seção como informação topográfica. Essa modelagem tem como objetivo a reprodução do comportamento hidrodinâmico no momento do levantamento de seção transversal, portanto, para reproduzir tal comportamento hidrodinâmico, também é necessário conhecer a vazão e o perfil de linha d'água do trecho estudado e principalmente conhecer as condições de fronteira do que se deseja estudar. Sempre que possível deve-se realizar visitas de campo, para verificar se o que foi levantado é compatível com o real, embora isto, por si só, não livre o modelador de erros decorrentes a topografia.

As condições de fronteira/contorno são importantíssimas em um processo de modelagem, que impacta diretamente na aquisição de informações topográficas. Grande parte dos projetos se limitam em levantar a topografia apenas da região de interesse, negligenciando o entorno da área de estudo. Porém, no processo de modelagem, é preciso definir condições de saída e estas têm enorme potencial de interferir de forma danosa nos resultados.

Para evitar, que essas simplificações recaiam somente sobre o modelador, se sugere que o levantamento topográfico seja estendido de tal forma que as condições de saída possuam menor impacto nos resultados, ou seja, estender o processo de modelagem para além do que se pretende de fato estudar.

Se sugere que se faça sempre testes para diferentes tipos de equacionamento, para avaliar se os resultados vão convergir, por que, em teoria, os resultados devem convergir. Além disso, se sugere que sejam feitos novos testes para avaliar o impacto da representação não gradual nas simulações.

A tendência atual mostra que, se prefere ter um levantamento topográfico cada vez mais preciso, um modelo cada vez mais complexo e mais automatizado o processo de modelagem, mas ao ignorar os aspectos básicos da modelagem, sempre será necessário dados básicos da modelagem: a interpretação é fundamental e sempre será necessário dados básicos para alimentar e validar os programas. O Brasil ainda é carente neste aspecto.

Como principal resultado deste trabalho, se faz um alerta para a tendência mundial de automação da modelagem hidrodinâmica, usando dados cada vez

mais refinados, mas não representativos da realidade física e das próprias hipóteses de dedução das equações modeladas. Modelos sempre serão a simplificação da natureza e, portanto, devem ser utilizados com parcimônia.

Como recomendação final, sugere-se ainda, dar continuidade às pesquisas aqui propostas, criando condições controladas de partida para, por fim, realmente se discutir a vocação e limitação dos modelos, para além das discussões iniciais (e básicas) aqui desenvolvidas, que avaliaram a representação topográfica, a escala desta representação e a coerência com as hipóteses de dedução das equações de escoamento.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABILY, M. et al. Performance assessment of modelling tools for high resolution runoff simulation over an industrial site. **Journal of Hydroinformatics**, n. 15.4, p. 1296-1311, 2013.
- ABILY, M. et al. Spatial Global Sensitivity Analysis of High Resolution classified topographic data use in 2D urban flood modelling. **Environmental Modelling & Software**, p. 183-195, 2016.
- ANTUNES DO CARMO, J. S. **Modelação em Hidráulica Fluvial e Ambiente**. Coimbra: Imprensa da Universidade de Coimbra, 2004.
- BALDASSARRE, G. D.; SCHUMANN, G.; BATES, P. D. A technique for the calibration of hydraulic models using uncertain satellite observations of flood extent. **Journal of Hydrology**, n. 367, p. 276-282, 2009.
- BLADÉ, E. et al. Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos. **Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería**, v. 30, p. 1-10, 2014.
- BRASIL. Lei no 12651, de 25 de maio de 2012. **Institui o novo Código Florestal. Legislação Federal**. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_Ato2011-2014/2012/Lei/L12651.htm>. Acesso 15 fev. de 2018.
- BRITO, J. L. N. E. S. **Fotogrametria digital**. Rio de Janeiro: EdUERJ, 2007.
- CIRILO, J. A. et al. **Hidráulica Aplicada**. 2ª. ed. Porto Alegre: ABRH, 2011.
- CASAS, A. et al. A method for parameterising roughness and topographic sub-grid scale effects in hydraulic modelling from LiDAR data. **Hydrology and Earth System Sciences**, v. 14, p. 1567-1579, 2010.
- CASTRO, L. T.; WILLEMS, P. **Desempeño de modelos hidráulicos 1D y 2D para la simulación de inundaciones**. [S.I.]. 2011.
- CASULLI, V. A high-resolution wetting and drying algorithm for free-surface hydrodynamics. **International Journal for Numerical Methods in Fluids**, v. 60, p. 391-408, 2008.
- CEIVAP/AGEVAP. **Plano integrado de recursos hídricos da bacia hidrográfica do rio paraíba do sul e planos de ação de recursos hídricos das bacias afluentes**. RELATÓRIO DE DIAGNÓSTICO RP – 06 TOMO III. ed. Rio de Janeiro, 2014.

CENTRE FOR RESEARCH ON THE EPIDEMIOLOGY OF DISASTERS - CRED. **Base de dados do EM-DAT - The International Disaster Database**, 2016. Disponível em: <<http://www.emdat.be>>. Acesso em: 15 janeiro 2017.

CHOW, V. T. **Open Channel Hydraulics**. New York, United States of America : McGraw Hill Company, 1959.

COOK, A.; MERWADE, V. Effect of topographic data, geometric configuration and modeling approach on flood inundation mapping. **Journal of Hydrology**, n. 377, p. 131 - 142, 2009.

COUTINHO, M. M. **Avaliação do desempenho da modelagem hidráulica unidimensional e bidimensional na simulação de eventos de inundação em Colatina / ES**. [S.l.]. 2015.

CUNGE, J. A.; HOLLY, F. M.; VERWEY, A. **Practical Aspects of Computational River Hydraulics**. Pitman Advanced Publishing Program. LONDON,. 420 p. 1980.

DIMITRIADIS, P. et al. Comparative evaluation of 1D and quasi-2D hydraulic models based on benchmark and real-world applications for uncertainty assessment in flood mapping. **Journal of Hydrology**, 2016.

DUNG, N. V. et al. Multi-objective automatic calibration of hydrodynamic models utilizing inundation maps and gauge data. **Hydrol. Earth Syst.**, n. 15, p. 1339-1339, 2011.

EGG, G. C. **Geração de modelos digitais de superfície compostos por imagens do sensor PRISM/ALOS**. Viçosa, MG. Dissertação de mestrado – Universidade Federal de Viçosa. 2012.

ELEUTÉRIO, J.; MOSÉ, R. **Comparison of strategies used to map riverine flooding: the town of Fislis, in France, as a case study**. Porto Alegre/Brazil: 12th International Conference on Urban Drainage, 2011.

ERPICUM, S. et al. Detailed Inundation Modelling Using High Resolution DEMs. **Engineering Applications of Computational Fluid Mechanics**, v. 4, n. 2, p. 196-208, 2010.

FARR, T. G. et al. THE SHUTTLE RADAR TOPOGRAPHY MISSION. **Reviews of Geophysics**, v. 45, p. 1-33, 2007.

FERNANDEZ, P.; MOURATO, S.; MOREIRA, M. **Comparação dos Modelos Hec-Ras e Lisflood-FP na Delimitação de Zonas Inundáveis**, Vol. 34, n. Nº1, 2013.

FEWTRELL, T. J. et al. Benchmarking urban flood models of varying complexity and scale using high resolution terrestrial LiDAR data. **Physics and Chemistry of the Earth**, n. 36, p. 281-291, 2011.

FLANAGIN, M. **The Hydraulic Spline**: Comparisons of Existing Surface Modeling Techniques and Development of a Spline-Based Approach for Hydrographic and Topographic Surface Modeling. University of New Orleans Theses and Dissertations, 2007.

FLUMEN, G. D. I. E. D. F. E. I. H. **Memorias del Curso de modelación numérica en ríos**: Régimen variable. 2012.

GARDE, R., J. **History of Fluvial Hydraulics**. One World. New Delhi. Índia. 1995.

GHARBI, M. et al. Comparison of 1D and 2D Hydraulic Models for Floods Simulation on the Medjerda River in Tunisia. **Journal of Materials and Environmental Science**, 2016.

GILLES, D. et al. Inundation Mapping Initiatives of the Iowa Flood Center: Statewide Coverage and Detailed Urban Flooding Analysis. **Water**, 16 Janeiro 2012. 85-106.

GONÇALVES, R. C. **Modelagem Hidrológica do tipo chuva-vazão via SMAP e TOPMODEL - Estudo de Caso**: Bacia do Rio Piabanha/RJ. Rio de Janeiro: Dissertação de M.Sc, Curso de Engenharia Civil – COPPE/UFRJ, 2008.

GOURBESVILLE, P.; CUNGE, J.; CAIGNAERT, G. **Advances in Hydroinformatics**. Paris, França: SIMHYDRO 2012 – New Frontiers. Springer, 2012.

HAINOSZ, F. **Influências de calibrações aéreas de uma câmara digital integrada com um sistema laser scanner aerotransportado na acurácia de ortoimagens**. Curitiba, PR.: Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Paraná, 2012.

HARDY, R. J.; BATES, P. D.; ANDERSON, M. G. The importance of spatial resolution in hydraulic models for floodplain environments. **Journal of Hydrology**, v. 216, p. 124–136, 1999.

HENDERSON, F. M. **Open Channel Flow**. Nova York, Estados Unidos. Library of Congress, 1966.

HORRITT, M. S.; BATES, P. D. Evaluation of 1D and 2D numerical models for predicting river flood inundation. **Journal of Hydrology**, 2002.

HUNTER, N. M. et al. Benchmarking 2D hydraulic models for urban flood simulations. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Water Management**, n. 161, p. 13-30, 2008.

IBER. **Modelización bidimensional del flujo en lámina libre en aguas poco profundas**, Manual de Referencia Hidráulico. 2014.

IGNEA GEOLOGIA & MEIO AMBIENTE. **Relatório preliminar de estudos topobatimétricos e aerofotogramétricos**. Nova Iguaçu - Rio de Janeiro. 2016.

INSTITUTO LACTEC. Execução de serviços de perfilamento lidar e sobrevoo fotogramétrico no município de búzios – RJ. **Relatório Final**. 2015.

KLING, A. S. M. **Aplicação do Método Battelle na avaliação do impacto ambiental na Bacia Hidrográfica do rio Piabanha**. Rio de Janeiro: Dissertação apresentada à Escola Nacional de Saúde Pública Sérgio Arouca para obtenção do grau de Mestre em Ciências na área de Saúde Pública, 2005.

LOU, R. F. **Modelagem Hidrológica Chuva-vazão e Hidrodinâmica Aplicada na Bacia Experimental do Rio Piabanha/RJ**. Rio de Janeiro: Dissertação de M.Sc, Curso de Engenharia Civil – COPPE/UFRJ, 2010.

MIGUEZ, M. G.; MASCARENHAS, F. B.; VEROL, A. P. MODCEL: **A mathematical model for urban flood simulation and integrated flood control design**, v. Acqua e città 2011 - 4° convegno nazionale di idraulica urbana, 2011.

MEESUK, V. et al. Urban flood modelling combining top-view LiDAR data with ground-view SfM observations. **Advances in Water Resources**, 2014.

MERWADE, V. M.; MAIDMENT, D. R.; GOFF, J. A. Anisotropic considerations while interpolating river channel bathymetry. **Journal of Hydrology**, p. 731-741, 2006.

MERWADE, V.; COOK, A.; COONROD, J. GIS techniques for creating river terrain models for hydrodynamic modeling and flood inundation mapping. **Environmental Modelling & Software**, p. 1300-1311, 2008.

MIGUEZ, M. G. **Modelo Matemático de Células de Escoamento para Bacias Urbanas**. Rio de Janeiro: Tese de Doutorado apresentada à COPPE/UFRJ para obtenção do título de Doutor em Ciências em Engenharia Civil., 2001.

MIGUEZ, M. G. et al. Urban Flood Simulation Using MODCEL - An Alternative Quasi-2D Conceptual Model. **Water**, v. 9, n. 445, 2017.

MILLER., W. A.; CUNGE, J. A. **Unsteady flow in open channels**. Fort Collins: Water Resources Publications. V.1 , 1975.

MONTAÑÉS, J. L. **Hydraulic Canals: desing, construction, regulation anda maintenance**. USA and Canada: Taylor & Francis, 2006.

MOSTAFA, M. M. R. . H. J. . **Direct positioning and orientation systems – how do they work? What is the attainable accuracy?** Louis, MO, USA.: American Society of Photogrammetry and Remote Sensing (ASPRS)., 2001.

MUNSON, B. R.; YOUNG, D. F.; OKIISHI, T. H. **Fundamentos da Mecânica dos Fluidos**. [S.l.]: tradução da quarta edição americana: Euryale de Jesus Zerbini. - São Paulo: Edgard Blücher, 2004.

NASH, J. E.; SUTCLIFFE, J. V. (1970). River flow forecasting through conceptual models: a discussion of principles. **Journal of Hydrology**, vol. 10, p.282-290.

NEGRÃO, A. C. **Modelagem hidrodinâmica unidimensional da passagem de onda de cheia em um córrego urbano considerando escoamento transcrítico**. São Carlos, SP: Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Hidráulica e Saneamento, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, 2015.

OFDA/CRED. **The office of us foreign disaster assistance/centre for research on the epidemiology of disasters**. Brussels, Belgium: Université Catholique de Louvain Annual Disaster Statistical Review 2008, 2009. Disponível em: <www.emdat.be/Documents/Publications/ADSR_2008.pdf>.

OTTERO, C. R.; CHARGEL, T.; HORA, M. D. A. G. M. D. Análise de Frequência dos Dados Pluviométricos Observados em 2011 e 2013 na Região Serrana, Estado do Rio de Janeiro. **Revista Brasileira de Meteorologia**, v. vol. 33, n. no.1, 2018.

PACHECO, A. D. P. et al. **Classificação de pontos lidar para a geração do MDT**. nº3. ed. Curitiba: v.17, 2011.

PAPPENBERGER, F. et al. Uncertainty in the calibration of effective roughness parameters in HEC-RAS using inundation and downstream level observations. **Journal of Hydrology**, n. 302, p. 46–69, 2005.

PAPPENBERGER, F. et al. Uncertainty in the calibration of effective roughness parameters in HEC-RAS using inundation and downstream level observations. **Journal of Hydrology**, v. 302, p. 46-69, 2005.

PAULA, T. P. **Diagnóstico e modelagem matemática da qualidade da água em trecho do rio Piabanha/RJ**. Rio de Janeiro: Dissertação de M.Sc. COPPE/UFRJ, 2011.

PINHEIRO, E. D. S. Comparação entre dados altimétricos shuttle radar topography mission, cartas topográficas e gps: numa área com relevo escarpado. **Revista Brasileira de Cartografia**, v. N°58/01, 2006.

- PIROLI, E. L. **Introdução ao Geoprocessamento**. Ourinhos: Unesp/Campus Experimental de Ourinhos, 2010. 46 p.
- PONTES, P. R. M. **Comparação de Modelos Hidrodinâmicos simplificados de Propagação de Vazão em Rios e Canais**. Porto Alegre: Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS, Instituto de Pesquisas Hidráulicas - IPH, 2011.
- RAMOS, F. et al. **Engenharia Hidrológica**. Rio de Janeiro: ABRH, Editora da UFRJ, 1989.
- RIBEIRO, A. N. **Modelagem hidrodinâmica da bacia do rio Amazonas**. Brasília: Universidade de Brasília, 2001.
- RIBEIRO, C. B. M.; LIMA, R. N. S. Simulação de inundações urbanas a partir da integração de técnicas de geoprocessamento à modelagem hidráulica e hidrológica. **Revista de Geografia** 1, p. pp 1-9., 2011.
- ROSMAN, P. C. C. et al. **Um sistema computacional de hidrodinâmica ambiental**. Rio de Janeiro, RJ: Métodos Numéricos em Recursos Hídricos, V. 5, ABRH., 2001.
- SANDERS, B. F. Evaluation of on-line DEMs for flood inundation modeling. **Advances in Water Resources**, n. 30, p. 1831–1843, 2007.
- SCHIMALESKY, V.; CENTENO, J. A. S. Avaliação da Qualidade da Informação Altimétrica Derivada de Varredura a Laser em Uma Região Coberta Por Vegetação: Estudo de Caso. **floresta**, Curitiba, PR, v. v. 38, n. n. 4, p. 597-606, 2008.
- SCHUMANN, G. et al. Comparison of remotely sensed water stages from LiDAR, topographic contours and SRTM. **ISPRS Journal of Photogrammetry & Remote Sensing**, v. 63, p. 283-296, 2008.
- SCHWENDEL, A. C.; FULLER, I. C.; DEATH, R. G. Assessing dem interpolation methods for effective representation of upland stream morphology for rapid appraisal of bed stability. **River Research and Applications**, 2010.
- SILVA JÚNIOR, J. C. G. D. **Estudo comparativo entre modelos unidimensional e pseudo bidimensional para simulação da propagação de ondas provocadas pela ruptura de barragens**. Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2013.
- SOUSA, M. M. D. **Comparação entre ferramentas de modelagem unidimensional e quasi-bidimensional, permanente e não- permanente, em planejamento e projetos de engenharia hidráulica**. Rio de Janeiro. 2010.

STRAATSMA, M. W.; BAPTIST, M. J. Floodplain roughness parameterization using airborne laser scanning and spectral remote sensing. **Remote Sensing of Environment**, v. 112, p. 1062 - 1080, 2008.

TOMINAGA, L. K.; SANTORO, J.; AMARAL, R. D. **Desastres naturais**: conhecer para prevenir. São Paulo : Instituto Geológico, 2009. ISBN 978-85-87235-09-1.

TOOMBES, L.; CHANSON, H. **Numerical Limitations of Hydraulic Models**. Brisbane, Australia: 34th IAHR World Congress - Balance and Uncertainty, 33rd Hydrology & Water Resources Symposium, 10th Hydraulics Conference. 26 June - 1 July 2011, 2011.

TUCCI, C. E. M. **Modelos Hidrológicos**. 2ª. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS, 2005. 678 p.

UEHARA, M. **Evolução dos Microprocessadores Utilizando nos Computadores Pessoais**. São Paulo: Trabalho de Conclusão de Curso, Programa de Dados da Faculdade de Tecnologia de São Paulo - FATEC, 2001.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS. **HEC RAS, River Analysis System Hydraulic Reference Manual**. Davis, Califórnia, 2016.

USGS. **Lidar Base Specification**. Reston, Virginia. 2014.

VIERA DA SILVA, R. C.; MASCARENHAS, F. C. B. **Condições de aplicabilidade dos métodos hidrológicos em canais**. Fortaleza: IV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 1981.

WEHR, A. ; LOHR, U. . **Airborne Laser Scanning – An Introduction And Overview**. [S.l.]: ISPRS Journal of Photogrammetry & Remote Sensing 54, 1999.

WEIZHE, A. **The study of gis-based hydrological model in highway environmental assessment**. Tese de Doutorado. Universidade de Pitsburg, Pensilvania, Estados Unidos, 2007.

WILSON, M. . **Evaluating the effect of data and data uncertainty on predictions of flood inundation**. [S.l.]: Ph.D. Thesis, Faculty of Engineering, Science and Mathematics. University of Southampton, Southampton, 2004.

WROBEL, L. C. et al. **Métodos Numéricos em Recursos Hídricos**. Rio de Janeiro : ABRH, 1989.

ZANDONÁ, D. F. et al. **Avaliação da precisão altimétrica do mapeamento digital a laser em áreas de cobertura vegetal densa**. Goiânia, Brasil: INPE, 2005.

ZANOBETTI, D.; LORGERÉ, H. “**Le Modele Mathématique du Delta du Mékong**”, n. La Houille Blanche, N.1, 4 e 5, 1968.

7 APÊNDICE I

7.1 HEC RAS 5.0.3 ABORDAGEM BIDIMENSIONAL - EQUAÇÃO DE SAINT VENANT.

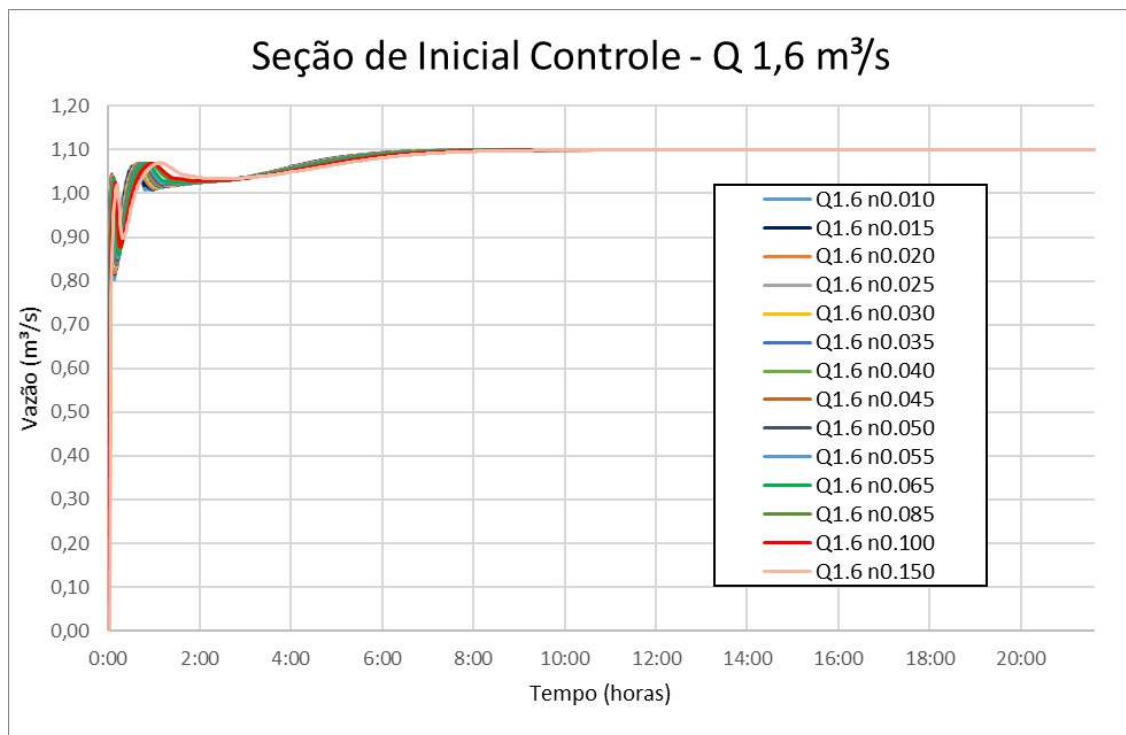


Figura 109 – Resultado na seção inicial de controle para a vazão de 1,6 m³/s, para simulação no modelo HEC RAS 5.0.3, abordagem bidimensional e equação completa.

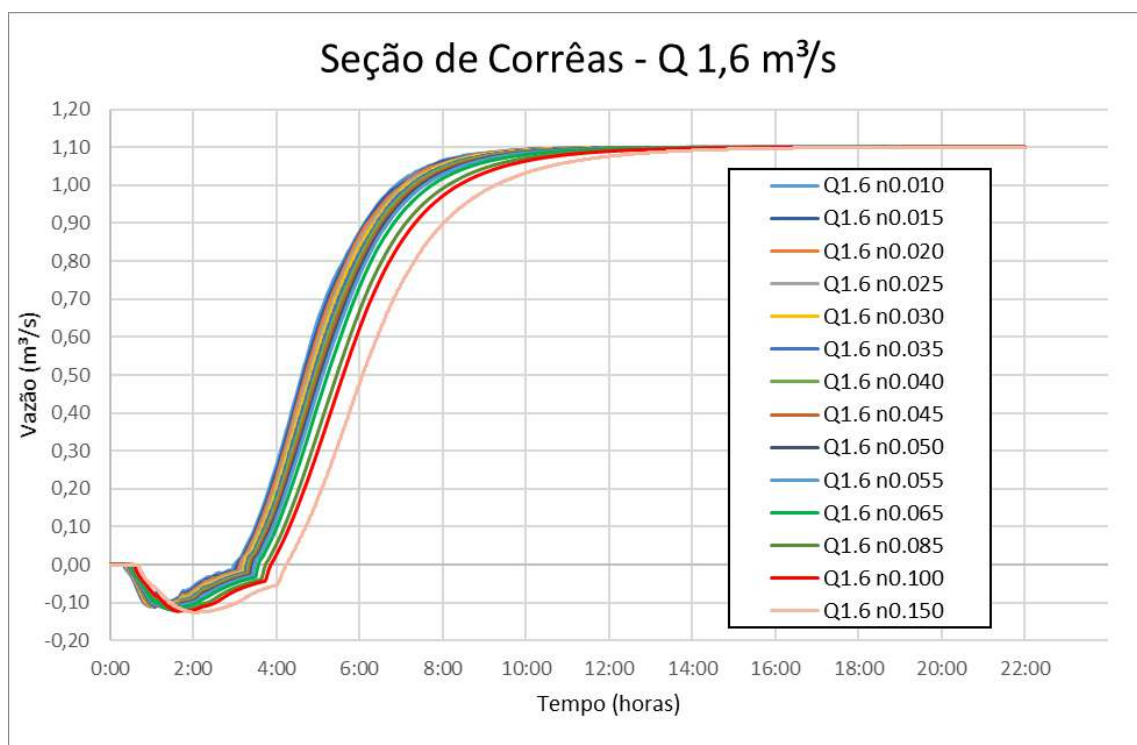


Figura 110 – Resultado na seção de controle de Corrêas para a vazão de 1,6 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.3, abordagem bidimensional e equação completa.

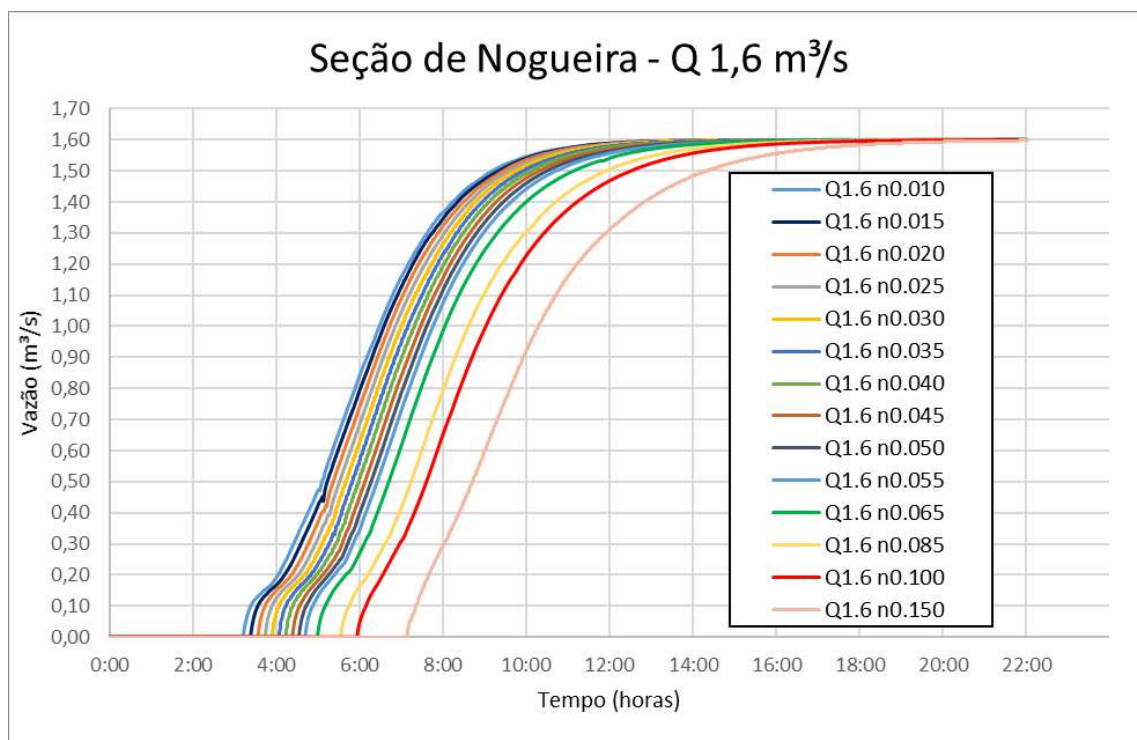


Figura 111 – Resultado na seção de controle de Nogueira para a vazão de 1,6 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.3, abordagem bidimensional e equação completa.

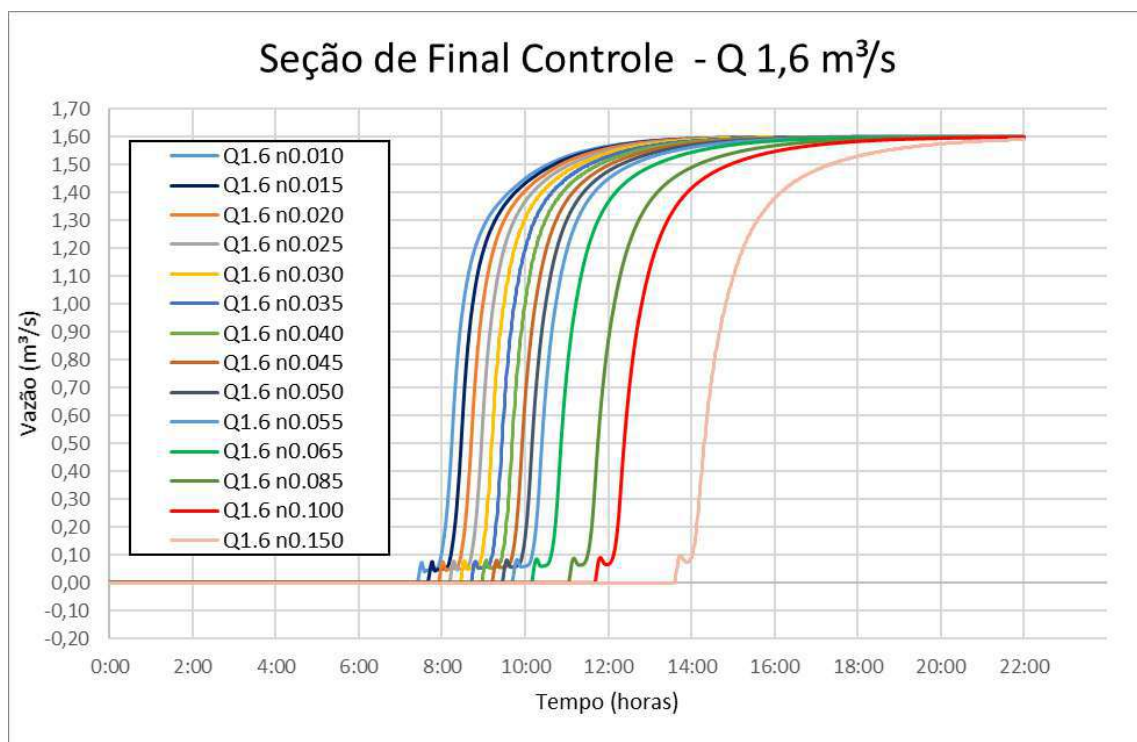


Figura 112 – Resultado na seção de controle de Final para a vazão de 1,6 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.3, abordagem bidimensional e equação completa.

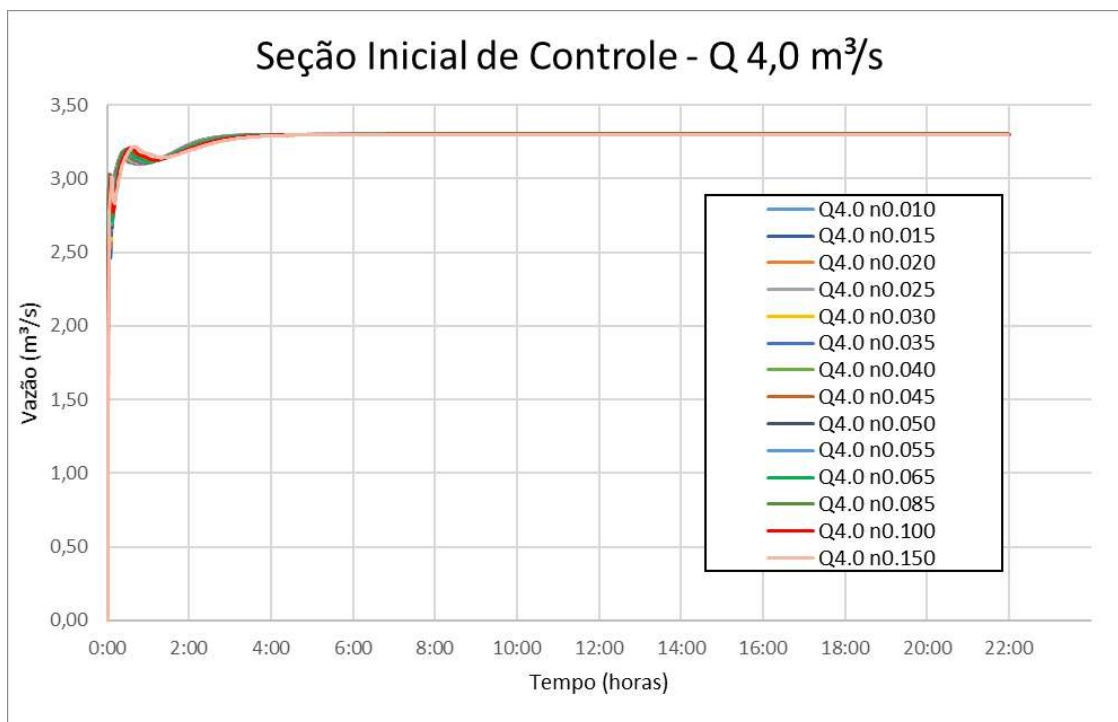


Figura 113 – Resultado na seção de controle de Inicial para a vazão de 4,0 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.3, abordagem bidimensional e equação completa.

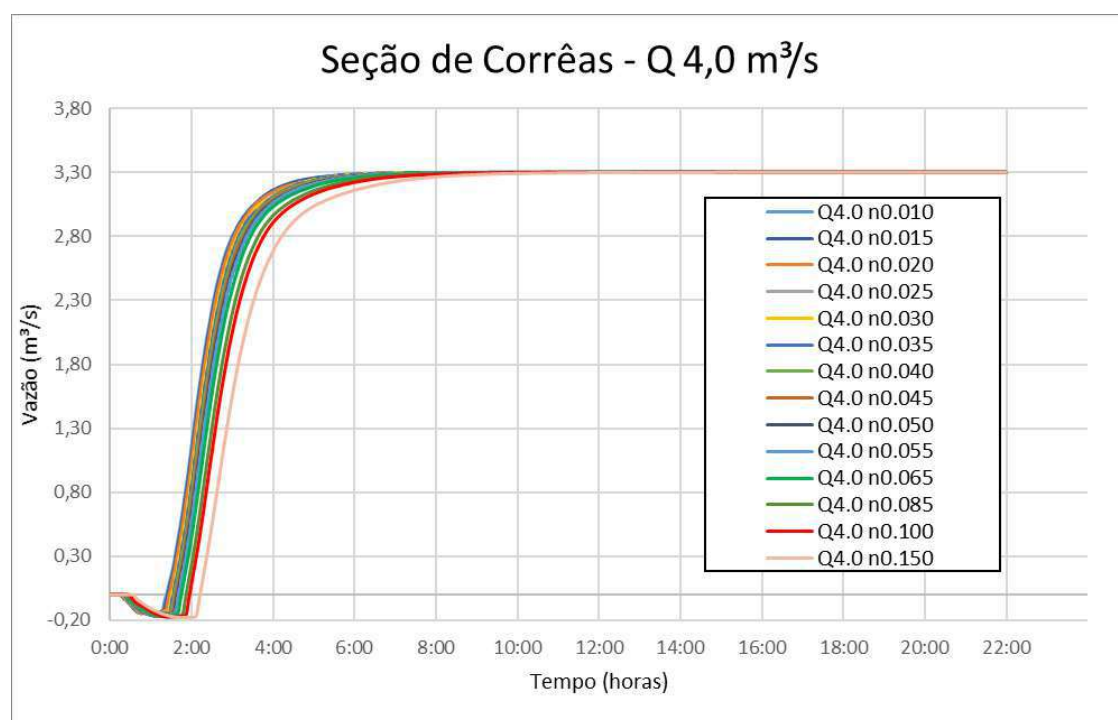


Figura 114 – Resultado na seção de Correias para a vazão de 4,0 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.3, abordagem bidimensional e equação completa.

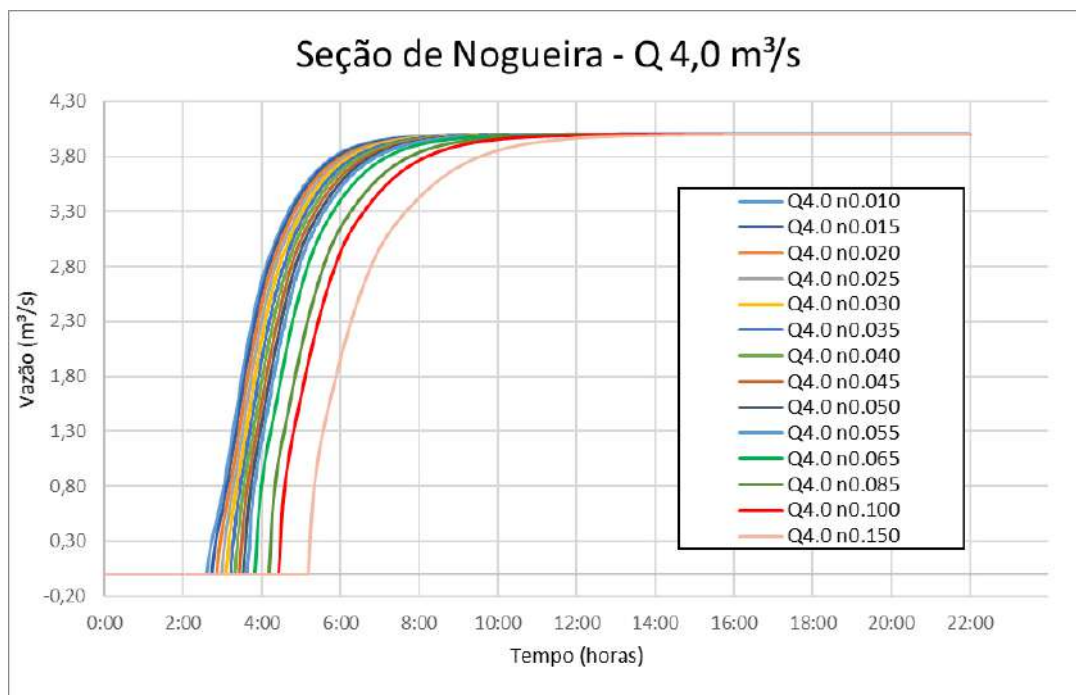


Figura 115 – Resultado na seção de Nogueira para a vazão de 4,0 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.3, abordagem bidimensional e equação completa.

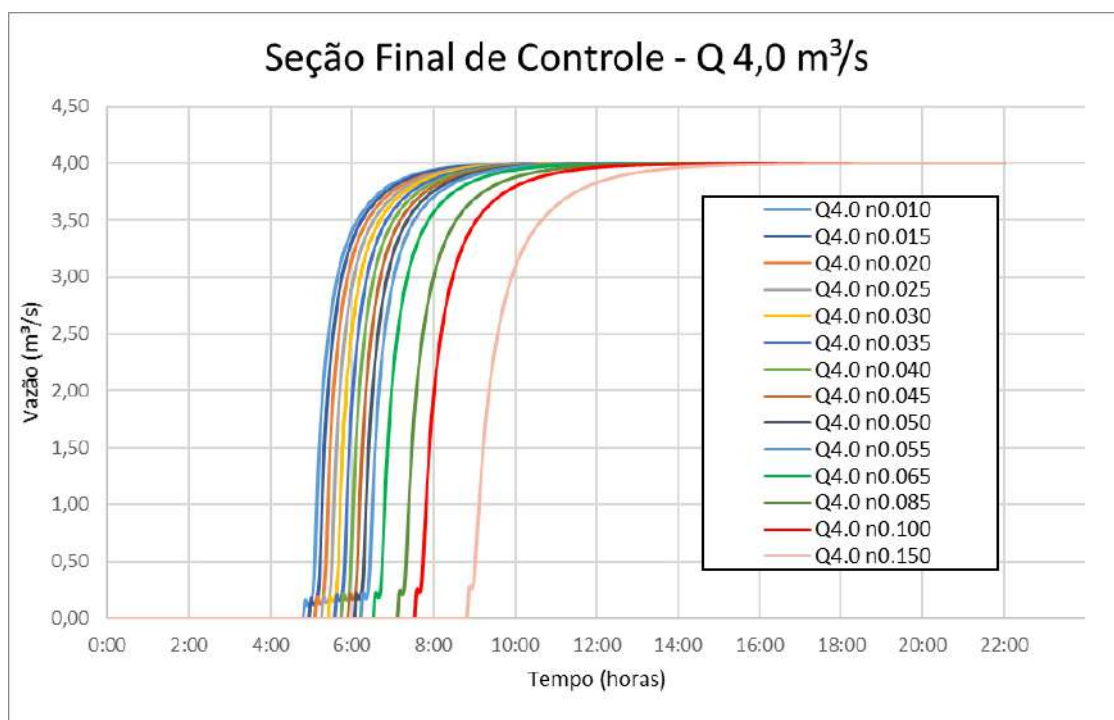


Figura 116 – Resultado na seção de Final de controle para a vazão de 4,0 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.3, abordagem bidimensional e equação completa.

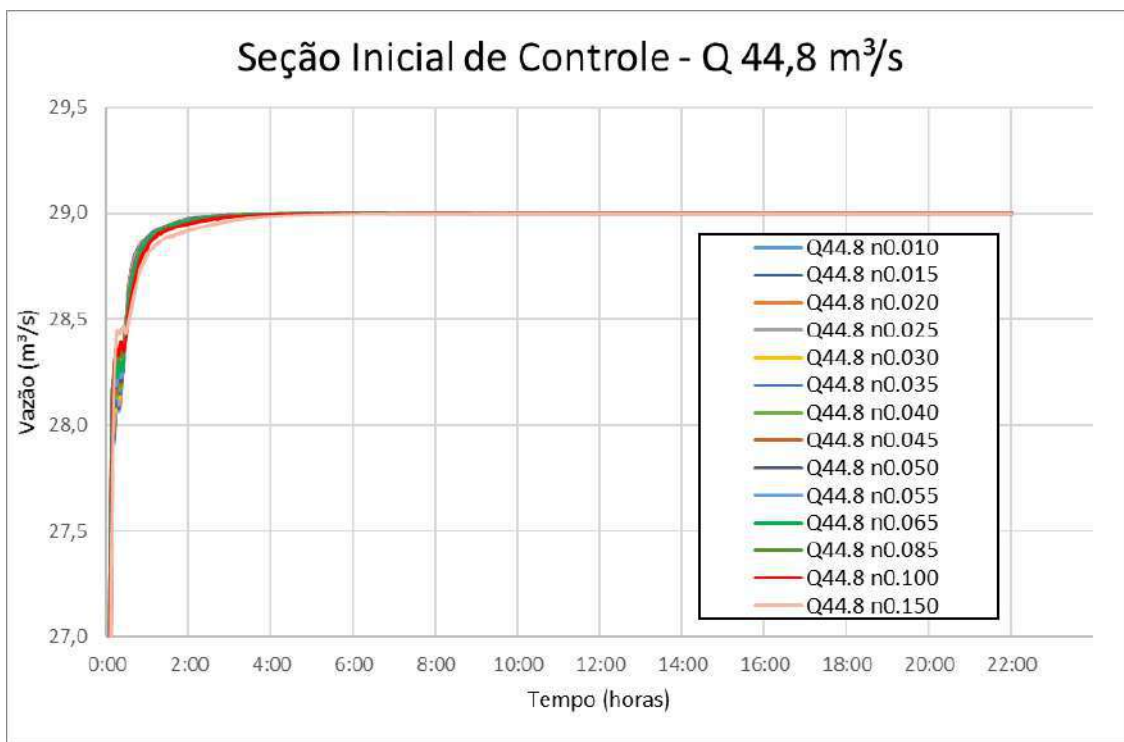


Figura 117 – Resultado na seção de Inicial de controle para a vazão de 44,8 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.3, abordagem bidimensional e equação completa.

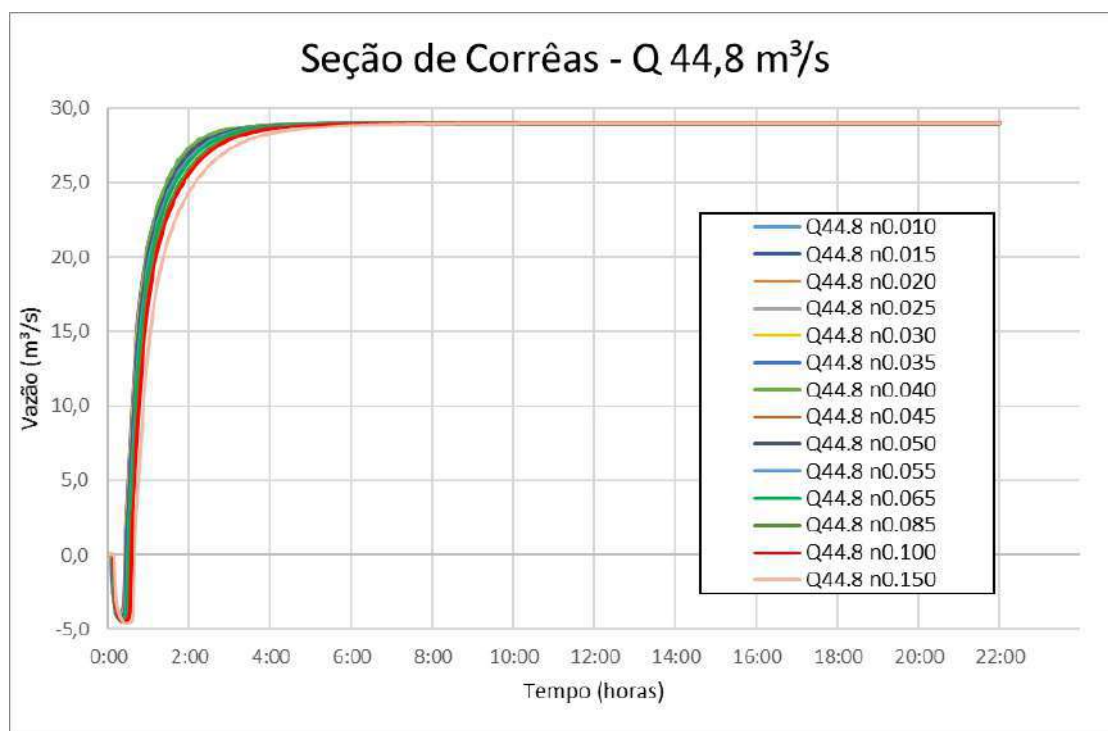


Figura 118 – Resultado na seção de Corréas para a vazão de 44,8 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.3, abordagem bidimensional e equação completa.

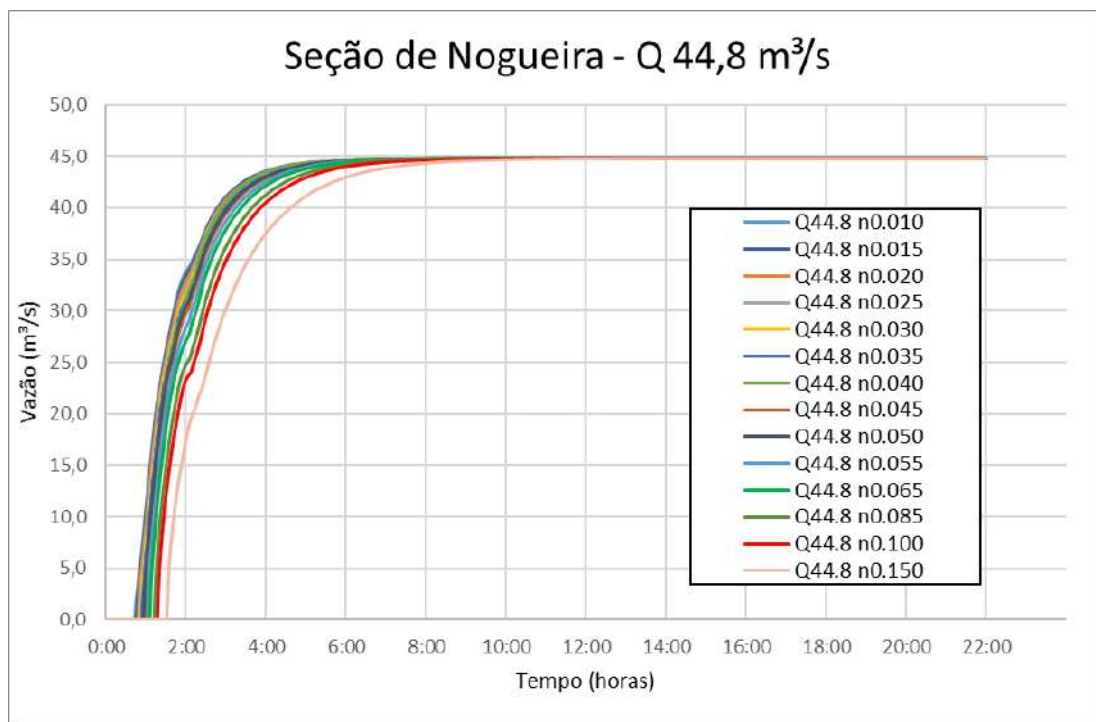


Figura 119 – Resultado na seção de Nogueira para a vazão de 44,8 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.3, abordagem bidimensional e equação completa.

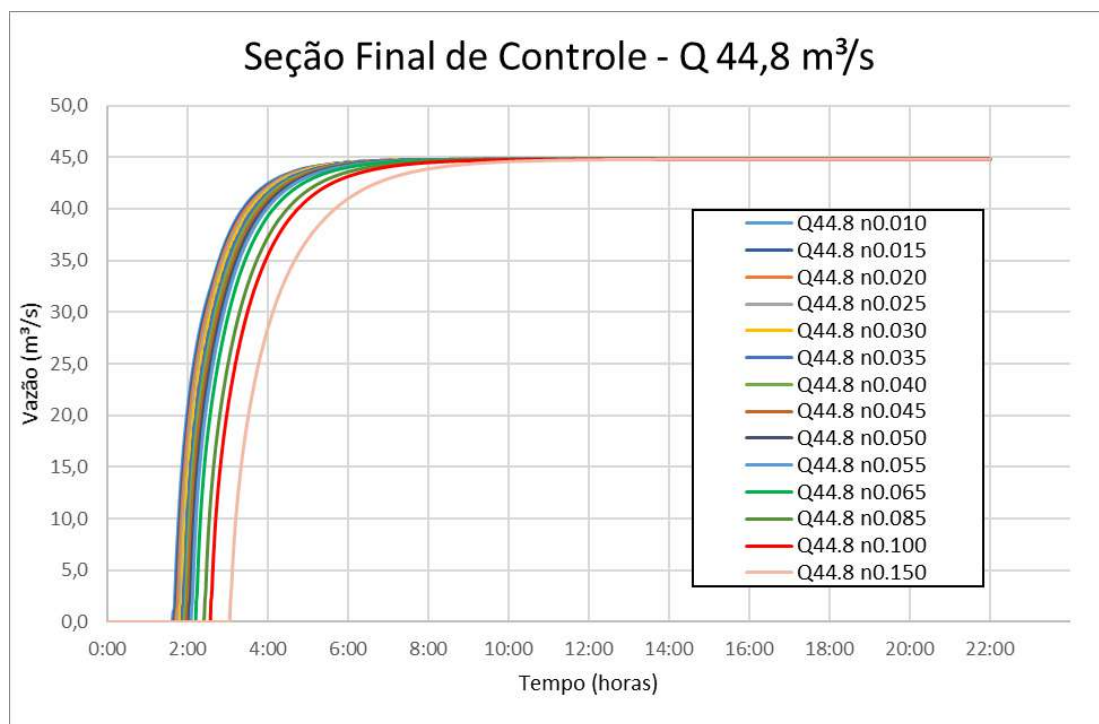


Figura 120 – Resultado na seção de Final de controle para a vazão de 44,8 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.3, abordagem bidimensional e equação completa.

7.2 HEC RAS 5.0.3 ABORDAGEM BIDIMENSIONAL - EQUAÇÃO DA ONDA DE DIFUSÃO

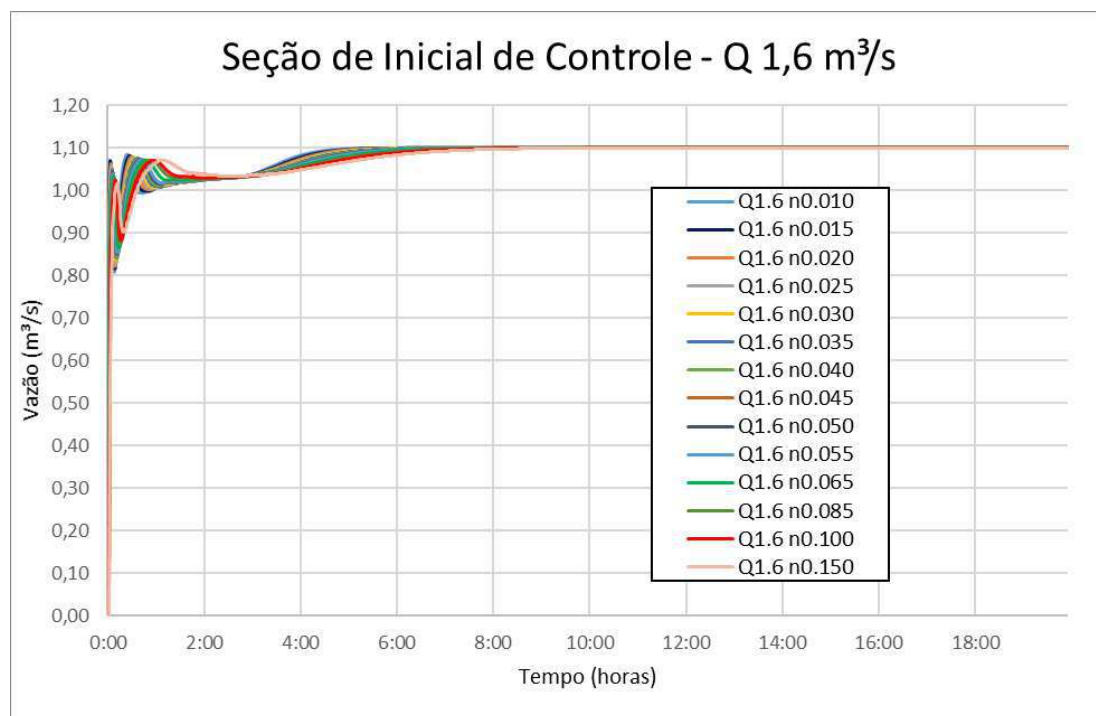


Figura 121 – Resultado na seção de Inicial de controle para a vazão de 1,6 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.3, abordagem bidimensional onda de difusão.

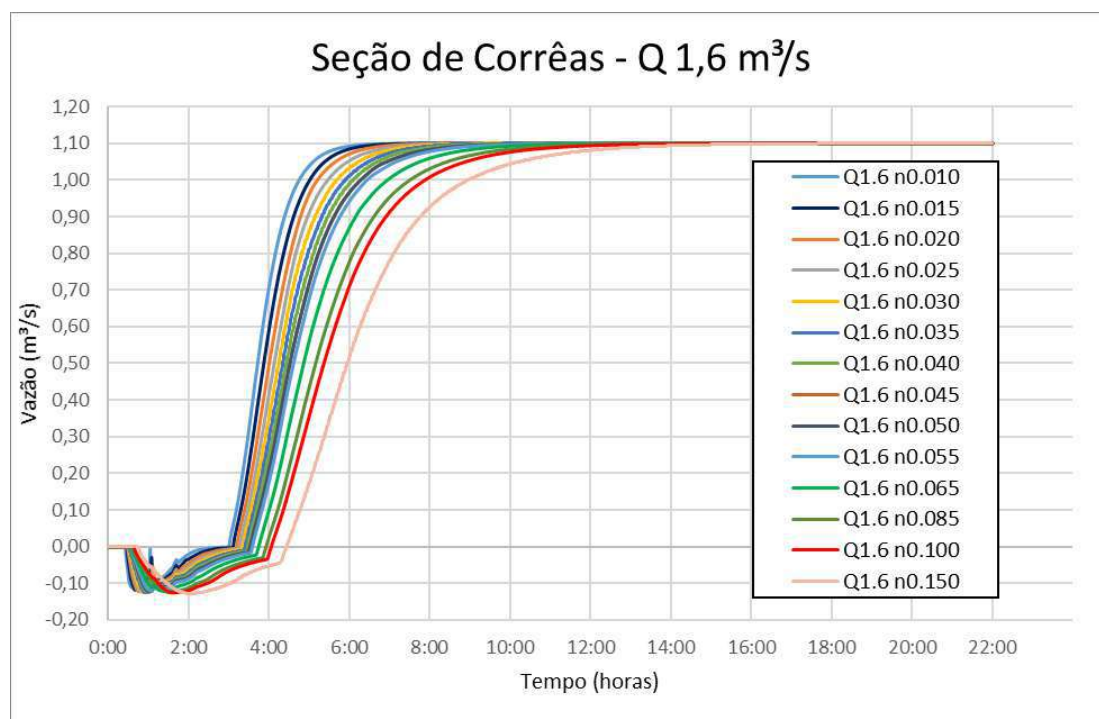


Figura 122 – Resultado na seção de Corrêas para a vazão de 1,6 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.3, abordagem bidimensional onda de difusão.

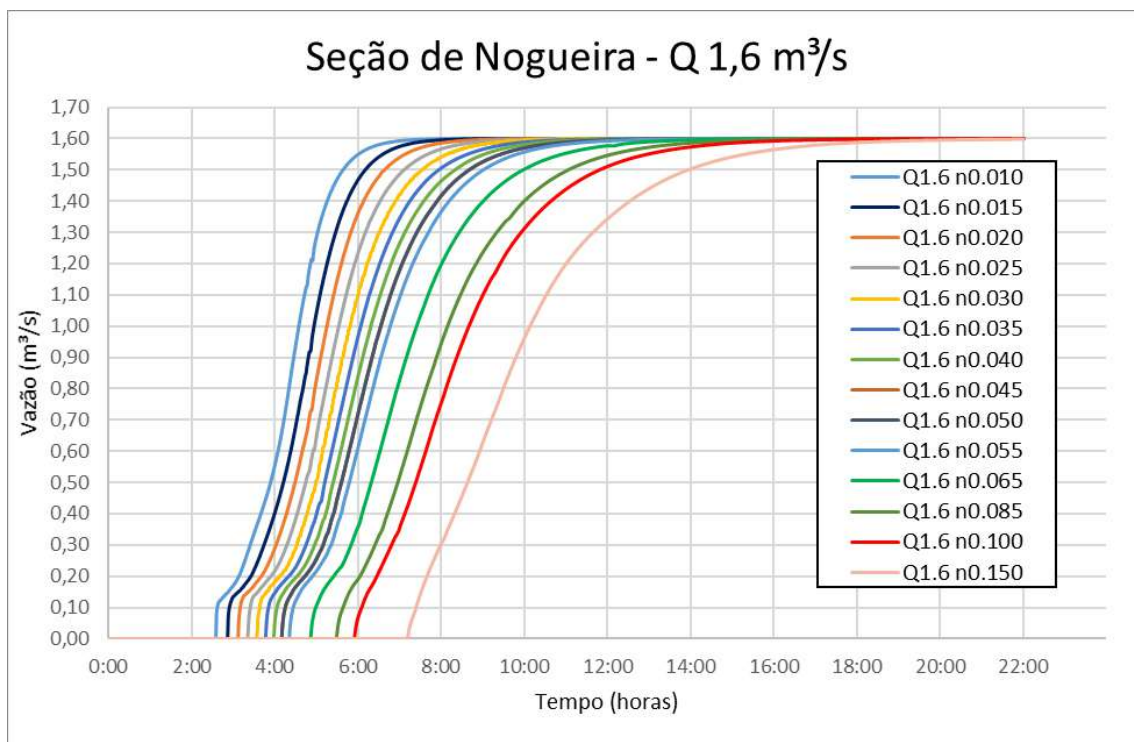


Figura 123 – Resultado na seção de Nogueira para a vazão de 1,6 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.3, abordagem bidimensional onda de difusão.

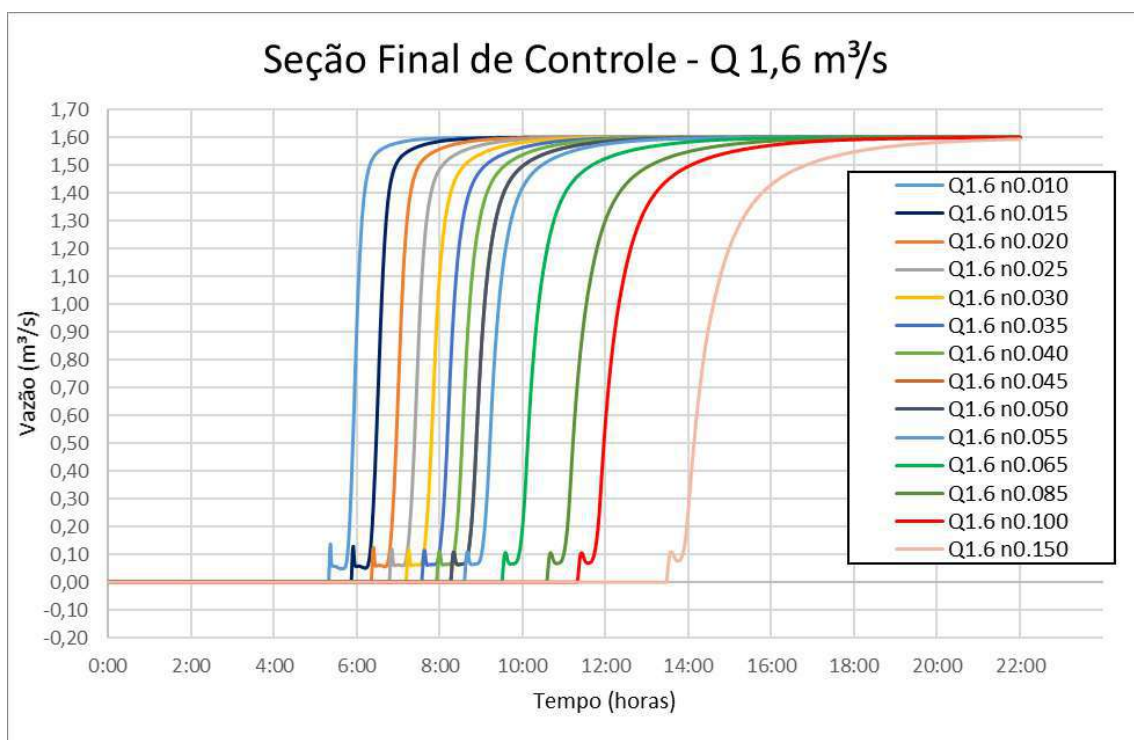


Figura 124 – Resultado na seção de Final de controle para a vazão de 1,6 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.3, abordagem bidimensional onda de difusão.

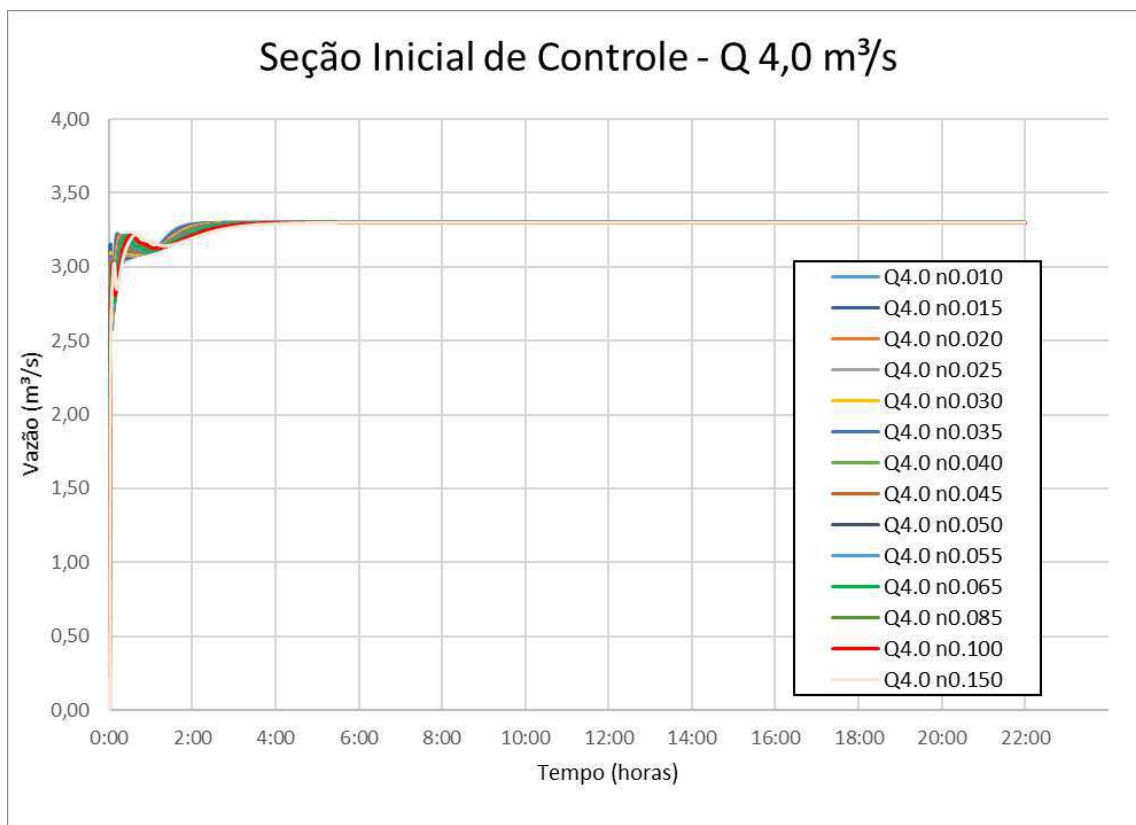


Figura 125 – Resultado na seção de Inicial de controle para a vazão de 4,0 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.3, abordagem bidimensional onda de difusão.

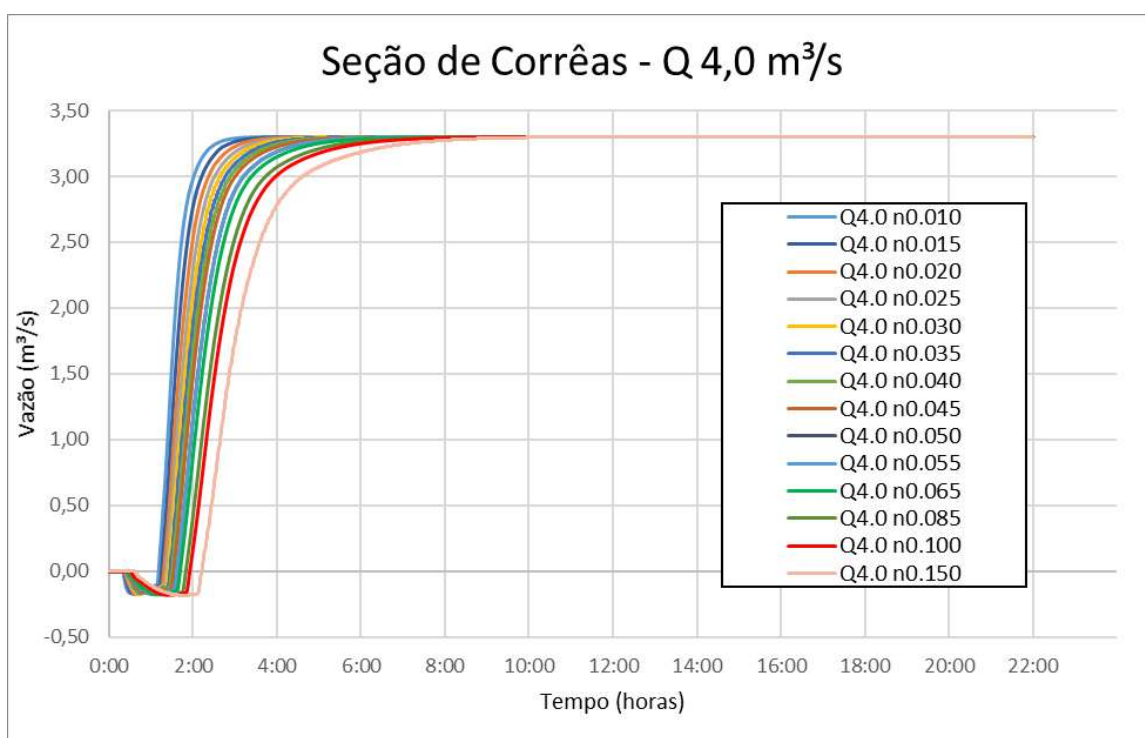


Figura 126 – Resultado na seção de Corrêas para a vazão de 4,0 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.3, abordagem bidimensional onda de difusão.

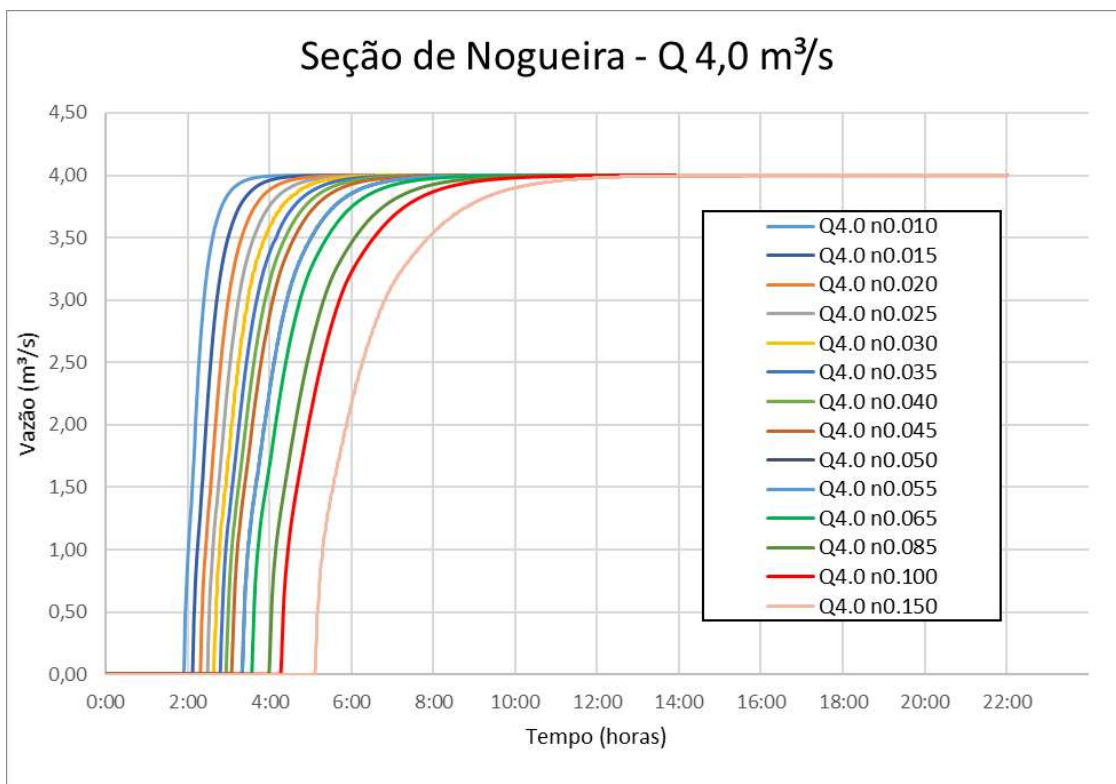


Figura 127 – Resultado na seção de Nogueira para a vazão de 4,0 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.3, abordagem bidimensional onda de difusão.

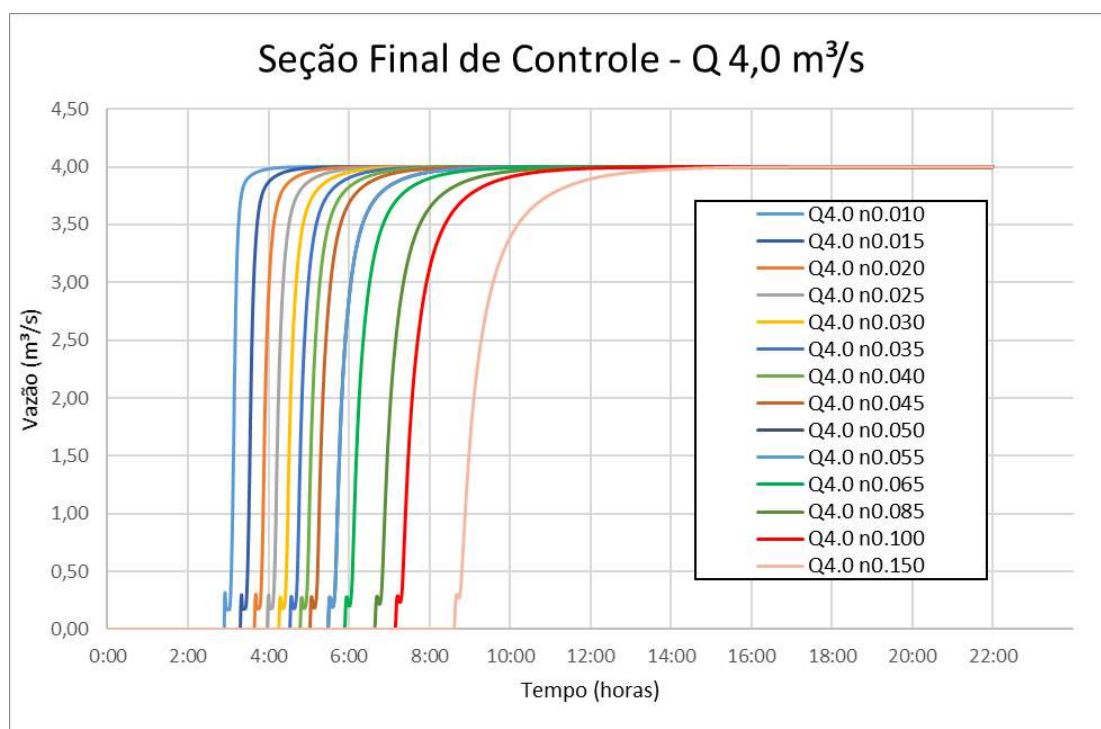


Figura 128 – Resultado na seção de Final de controle para a vazão de 4,0 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.3, abordagem bidimensional onda de difusão.

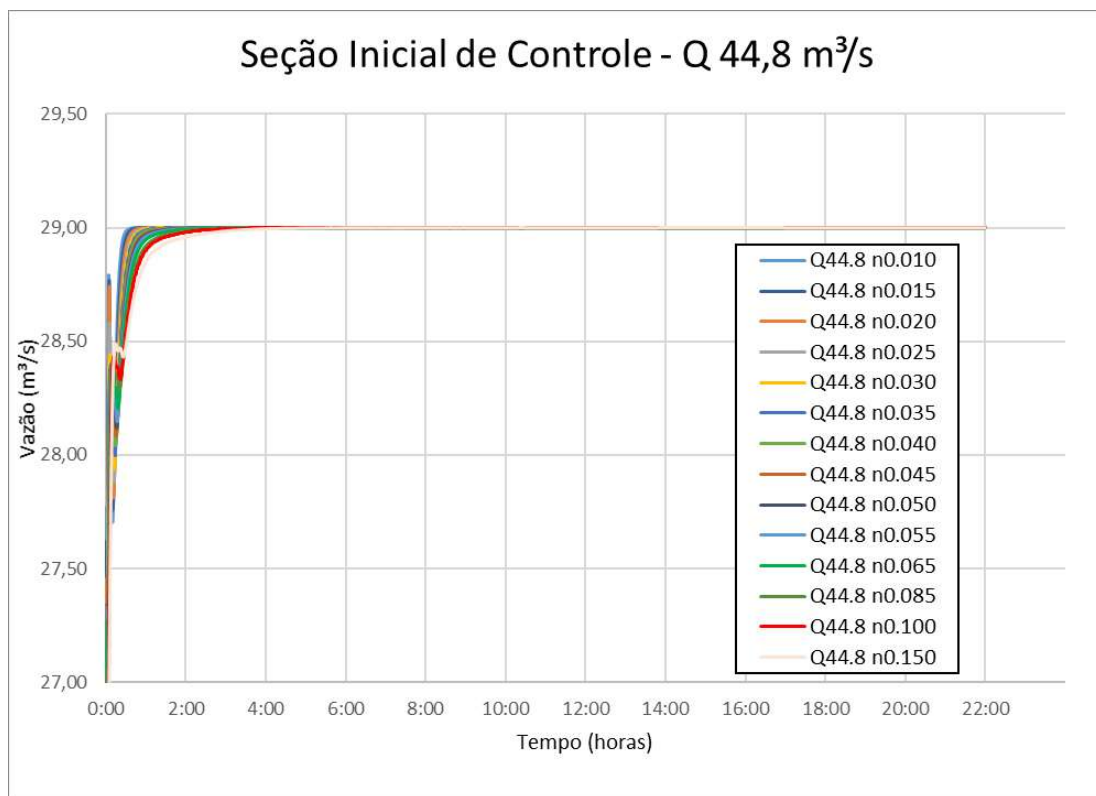


Figura 129 – Resultado na seção Inicial de controle para a vazão de 44,8 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.3, abordagem bidimensional onda de difusão.

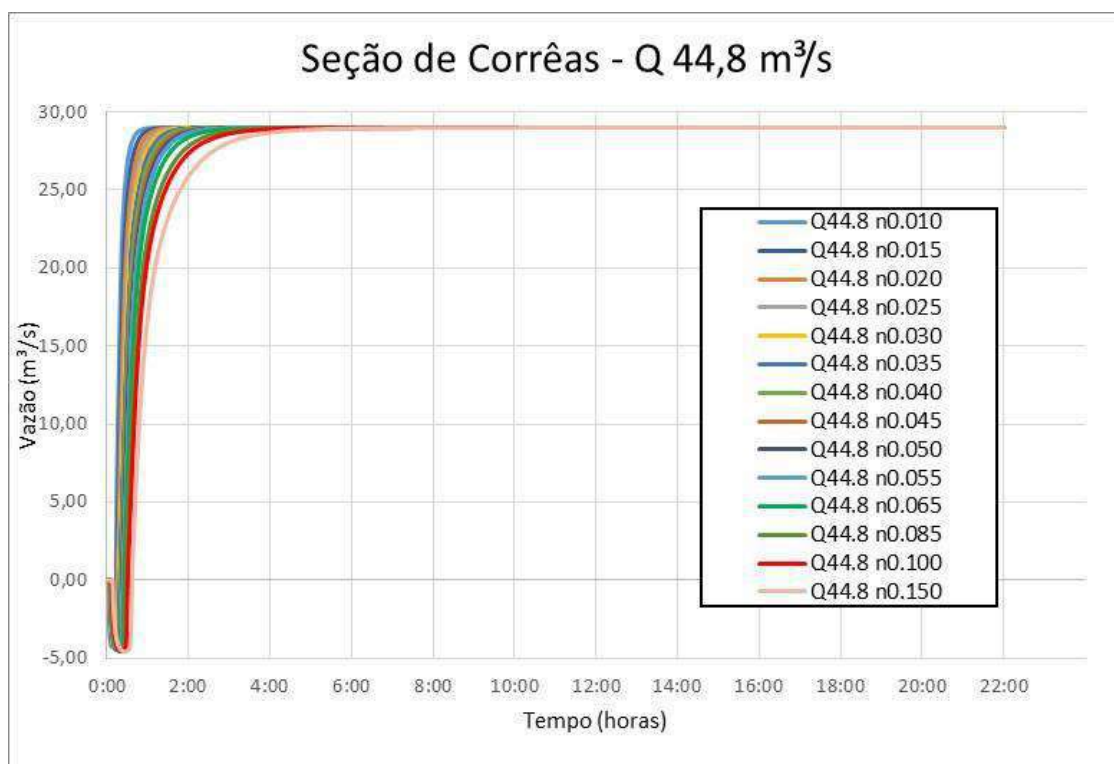


Figura 130 – Resultado na seção de Corrêas para a vazão de 44,8 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.3, abordagem bidimensional onda de difusão.

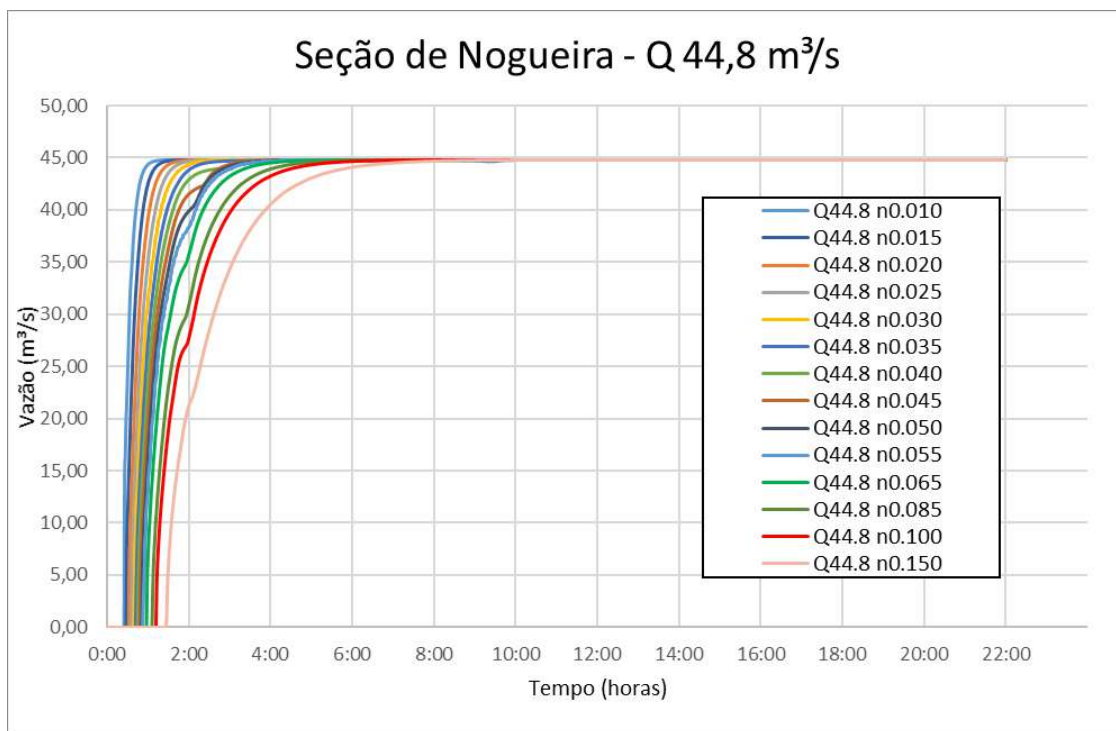


Figura 131 – Resultado na seção de Nogueira para a vazão de 44,8 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.3, abordagem bidimensional onda de difusão.

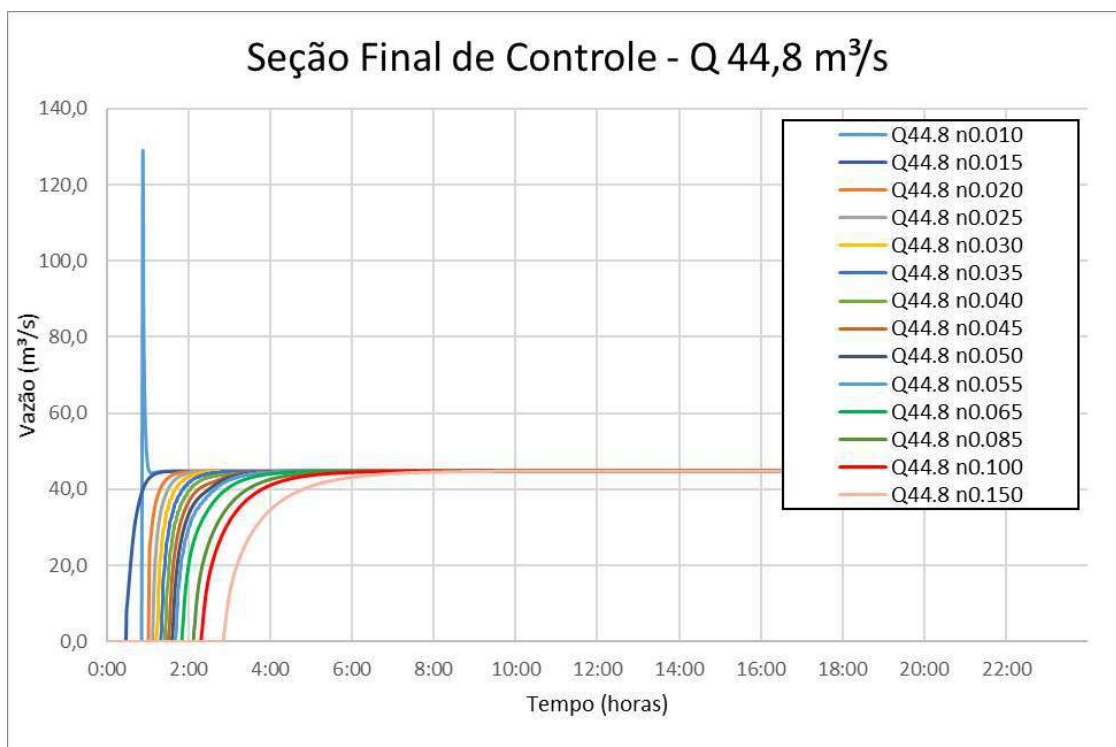


Figura 132 – Resultado na seção Final de controle para a vazão de 44,8 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.3, abordagem bidimensional onda de difusão.

7.3 HEC RAS 5.0.5 ABORDAGEM BIDIMENSIONAL - EQUAÇÃO DE SAINT VENANT

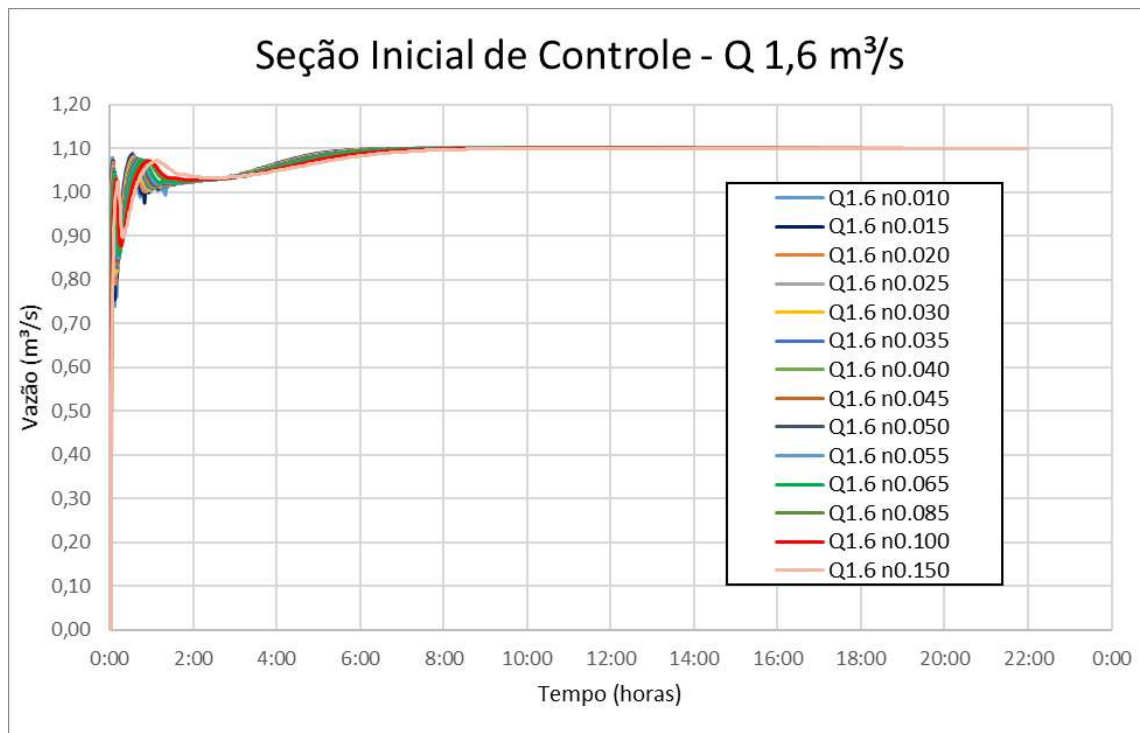


Figura 133 – Resultado na seção Inicial de controle para a vazão de 1,6 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.5, abordagem bidimensional equação completa.

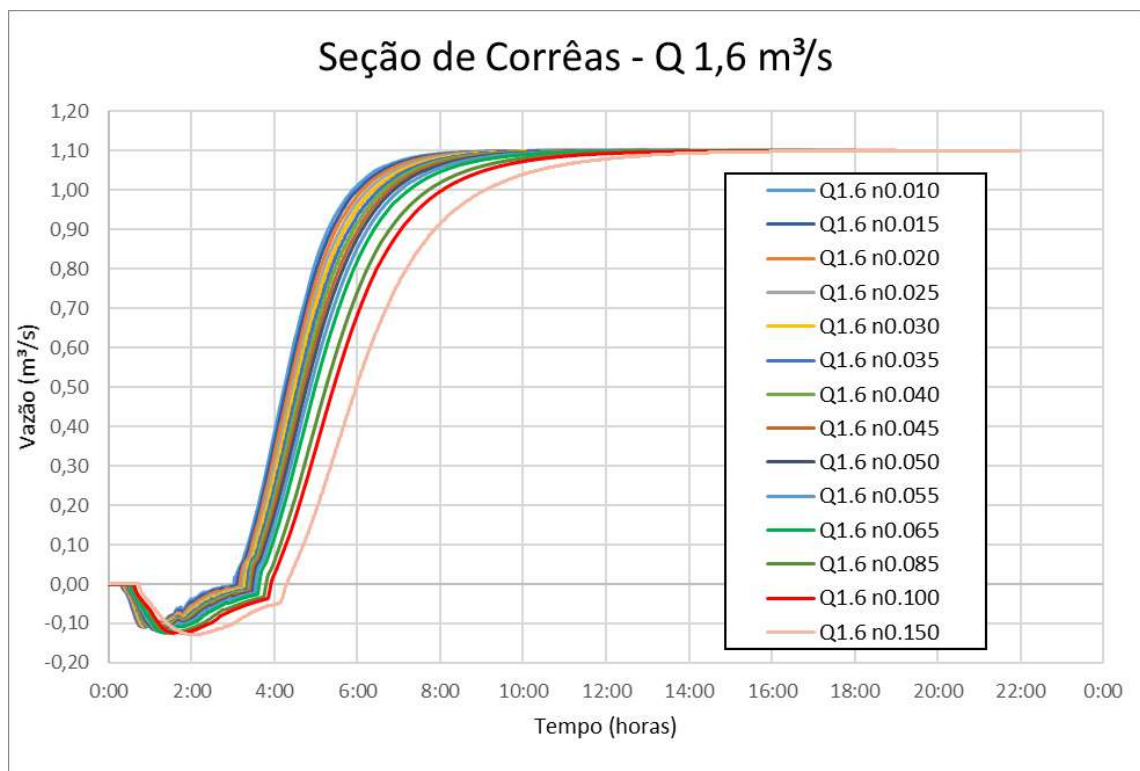


Figura 134 – Resultado na seção de Corrêas para a vazão de 1,6 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.5, abordagem bidimensional equação completa.

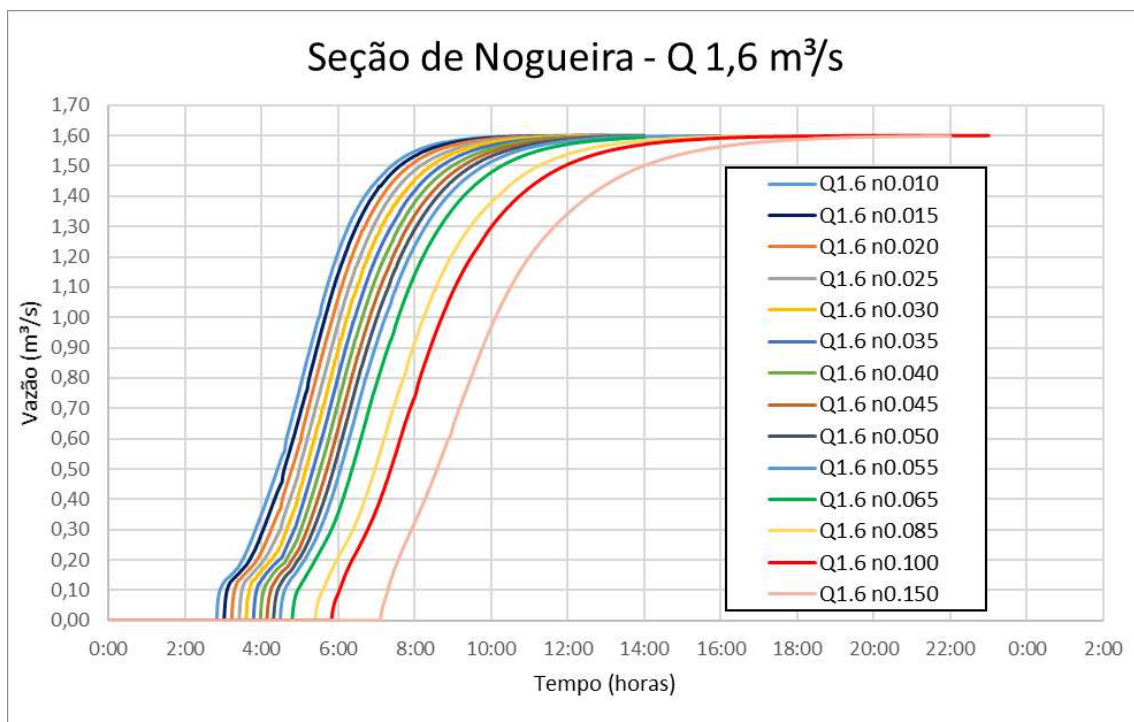


Figura 135 – Resultado na seção de Nogueira para a vazão de 1,6 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.5, abordagem bidimensional equação completa.

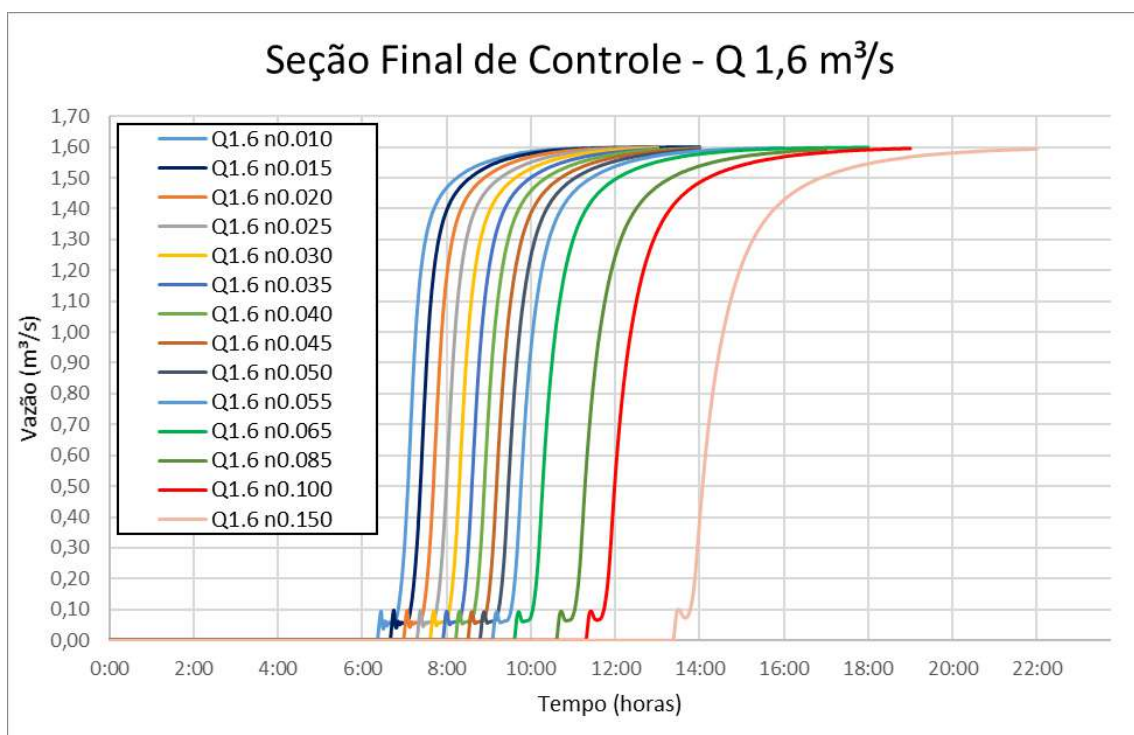


Figura 136 – Resultado na seção Final de controle para a vazão de 1,6 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.5, abordagem bidimensional equação completa.

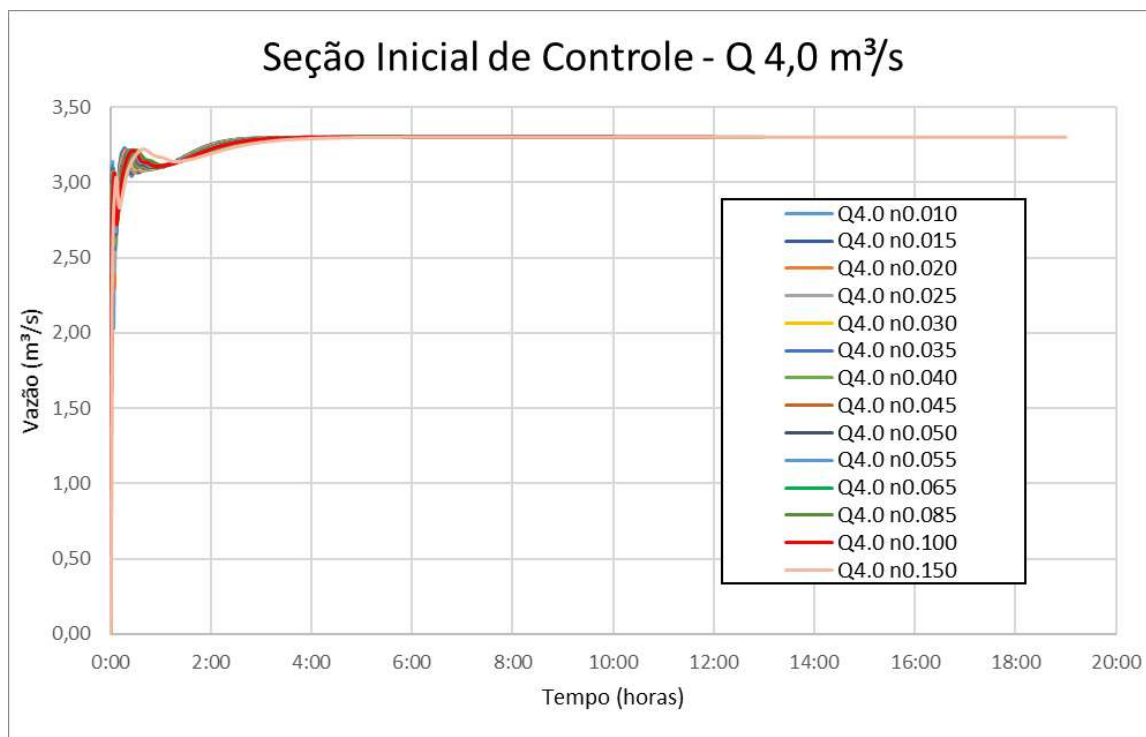


Figura 137 – Resultado na seção Inicial de controle para a vazão de 4,0 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.5, abordagem bidimensional equação completa.

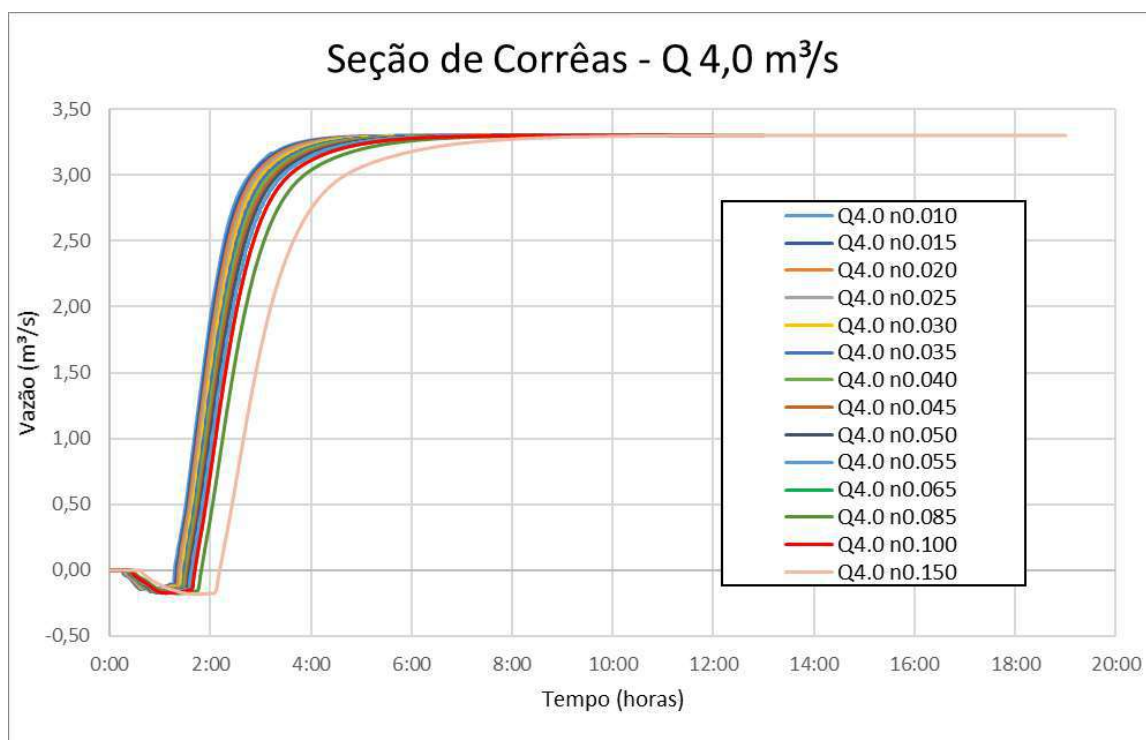


Figura 138 – Resultado na seção de Corrêas para a vazão de 4,0 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.5, abordagem bidimensional equação completa.

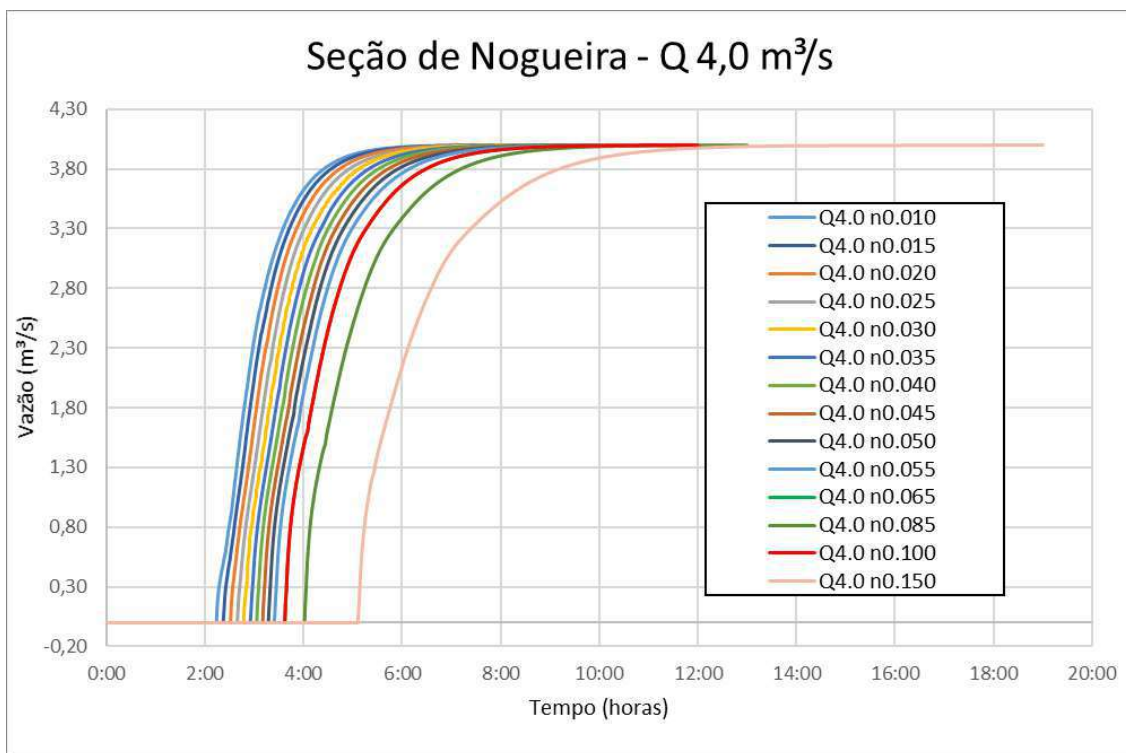


Figura 139 – Resultado na seção de Nogueira para a vazão de 4,0 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.5, abordagem bidimensional equação completa.

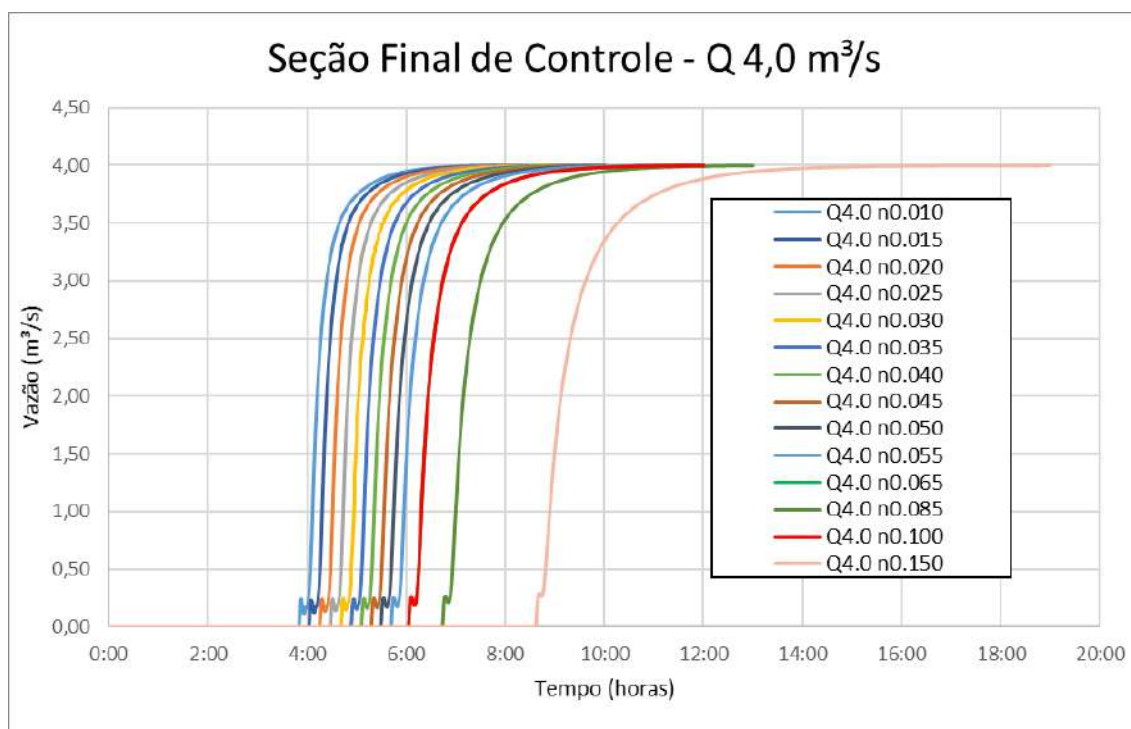


Figura 140 – Resultado na seção Final de controle para a vazão de 4,0 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.5, abordagem bidimensional equação completa.

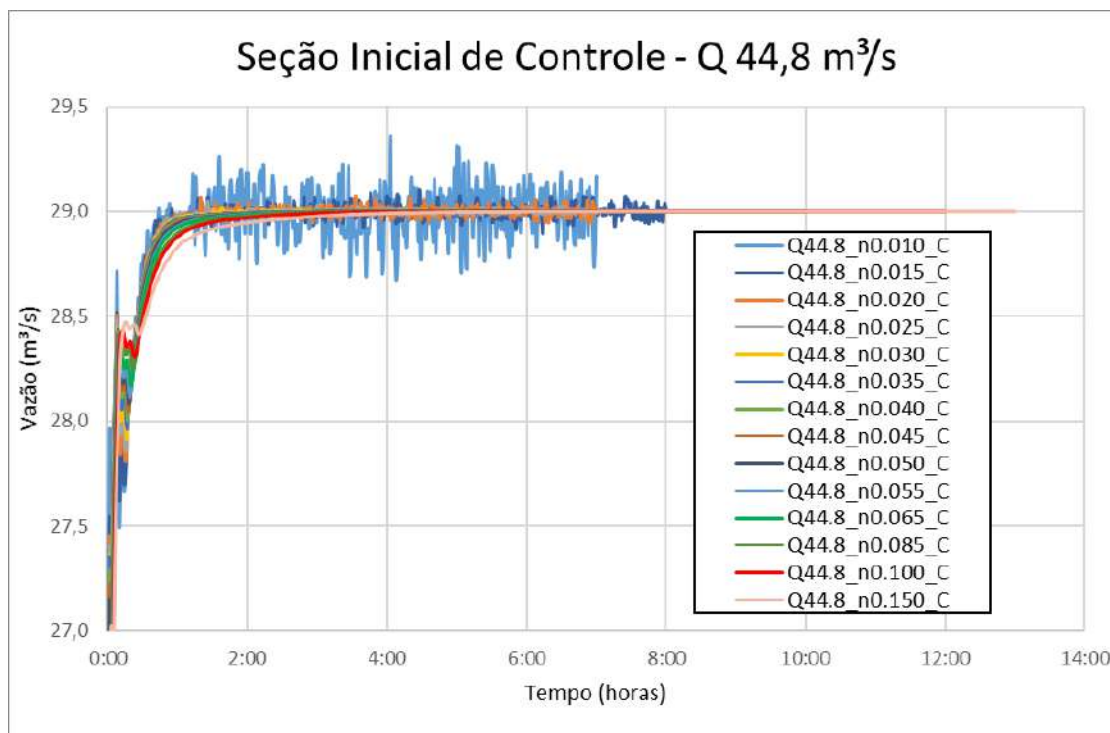


Figura 141 – Resultado na seção Inicial de controle para a vazão de 44,8 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.5, abordagem bidimensional equação completa.

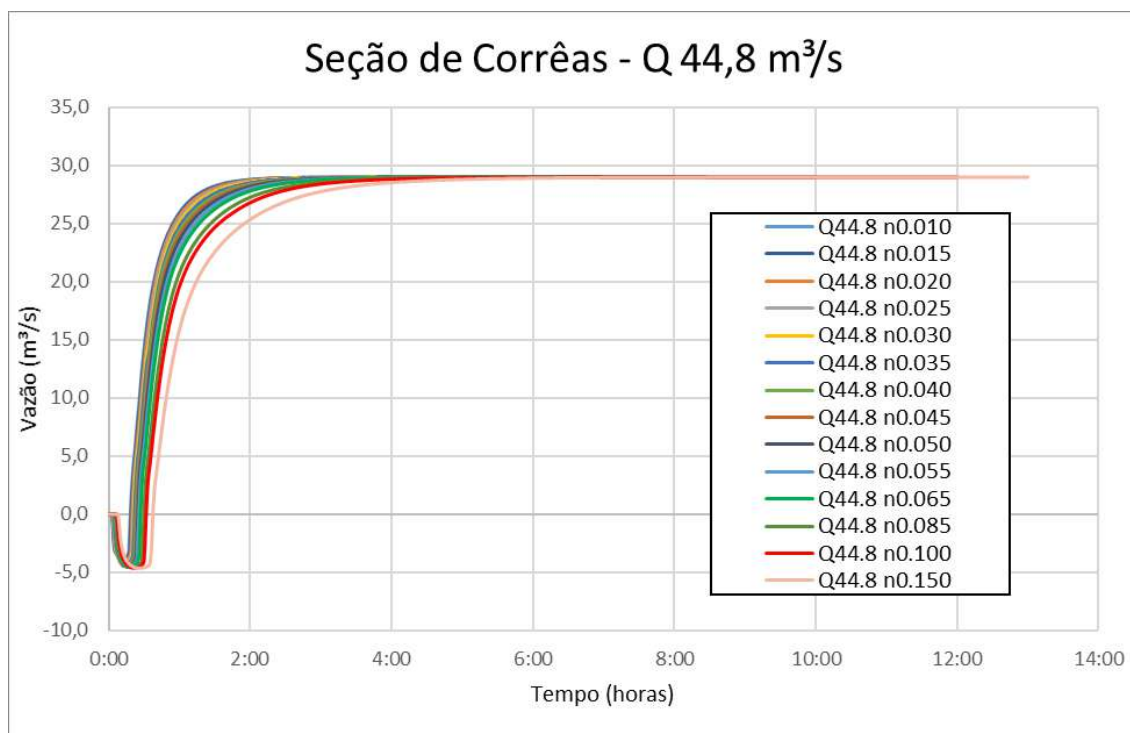


Figura 142 – Resultado na seção de Corrêas para a vazão de 44,8 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.5, abordagem bidimensional equação completa.

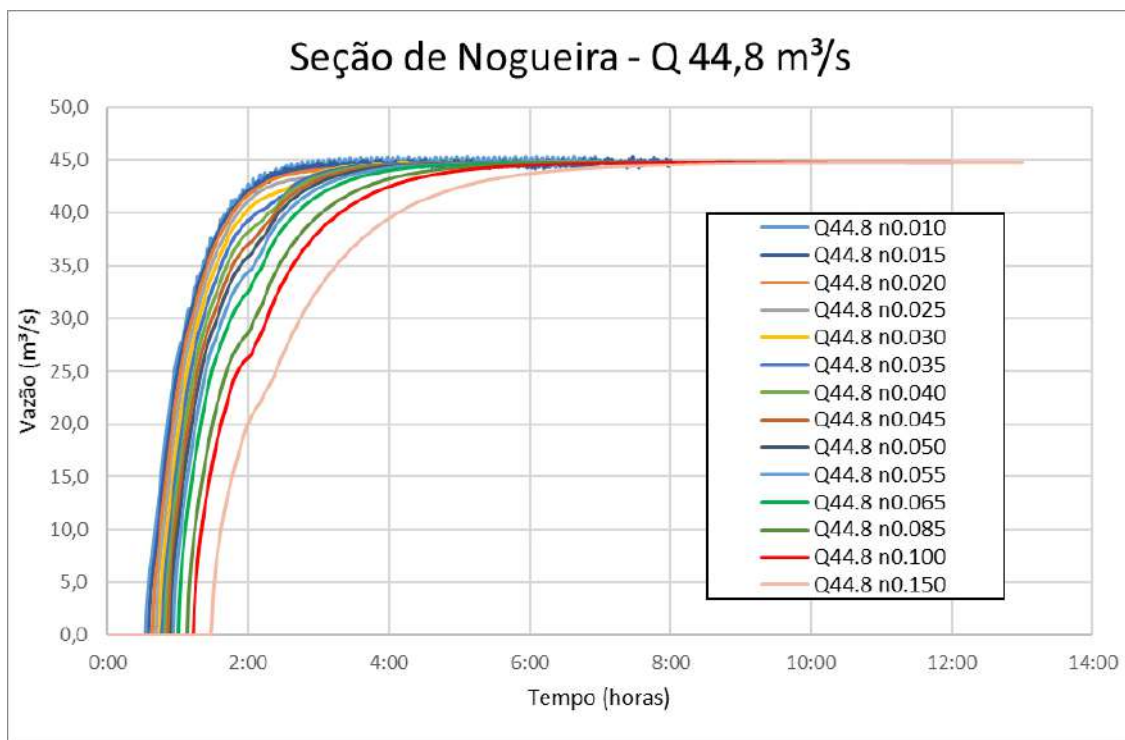


Figura 143 – Resultado na seção de Nogueira para a vazão de 44,8 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.5, abordagem bidimensional equação completa.

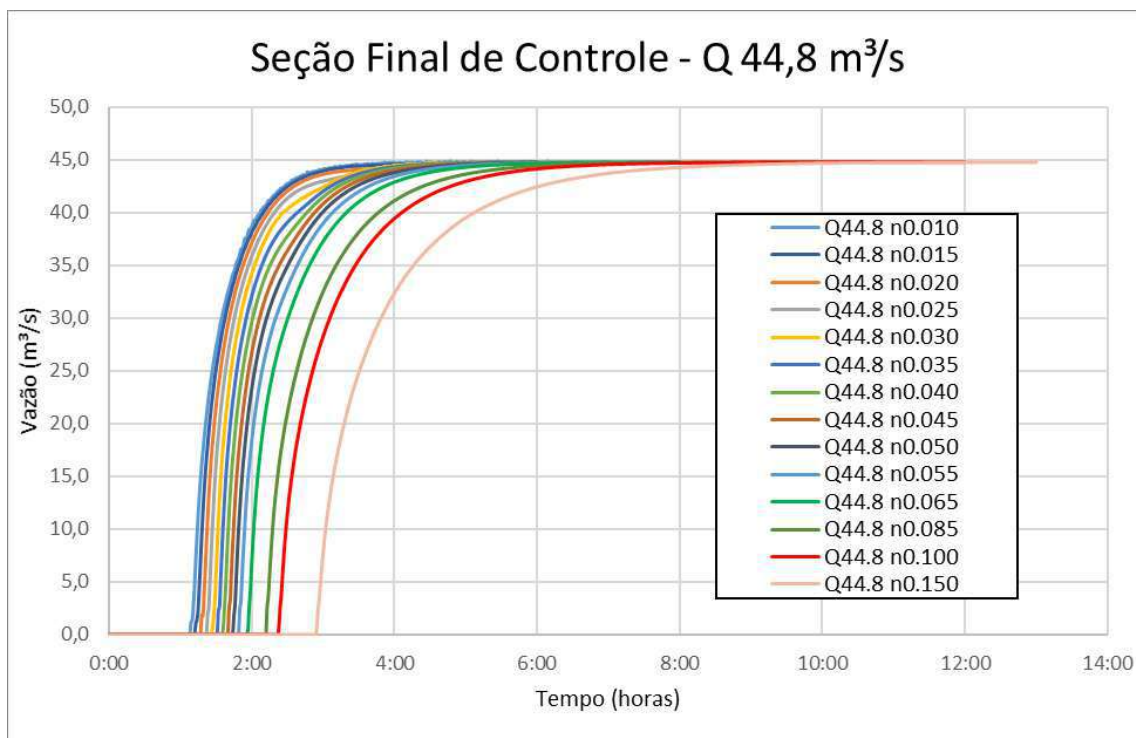


Figura 144 – Resultado na seção Final de controle para a vazão de 44,8 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.5, abordagem bidimensional equação completa.

7.4 HEC RAS 5.0.5 ABORDAGEM BIDIMENSIONAL - EQUAÇÃO DA ONDA DE DIFUSÃO

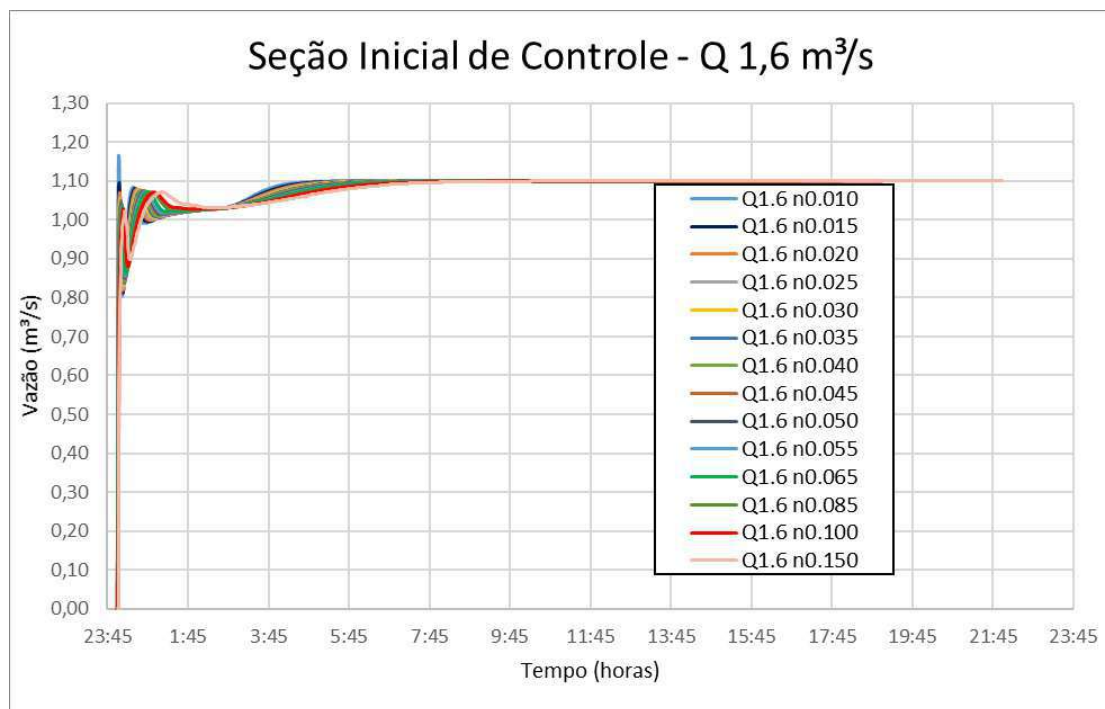


Figura 145 – Resultado na seção de Inicial de controle para a vazão de 1,6 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.5, abordagem bidimensional equação da onda de difusão.

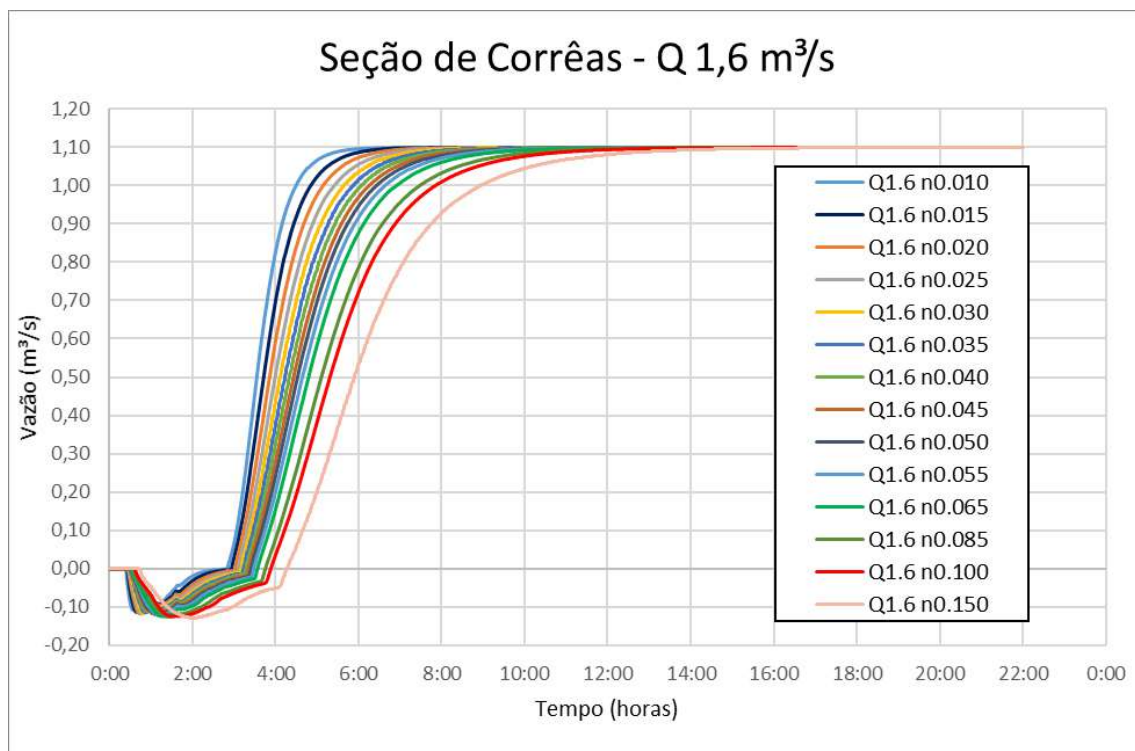


Figura 146 – Resultado na seção de Corrêas para a vazão de 1,6 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.5, abordagem bidimensional equação da onda de difusão.

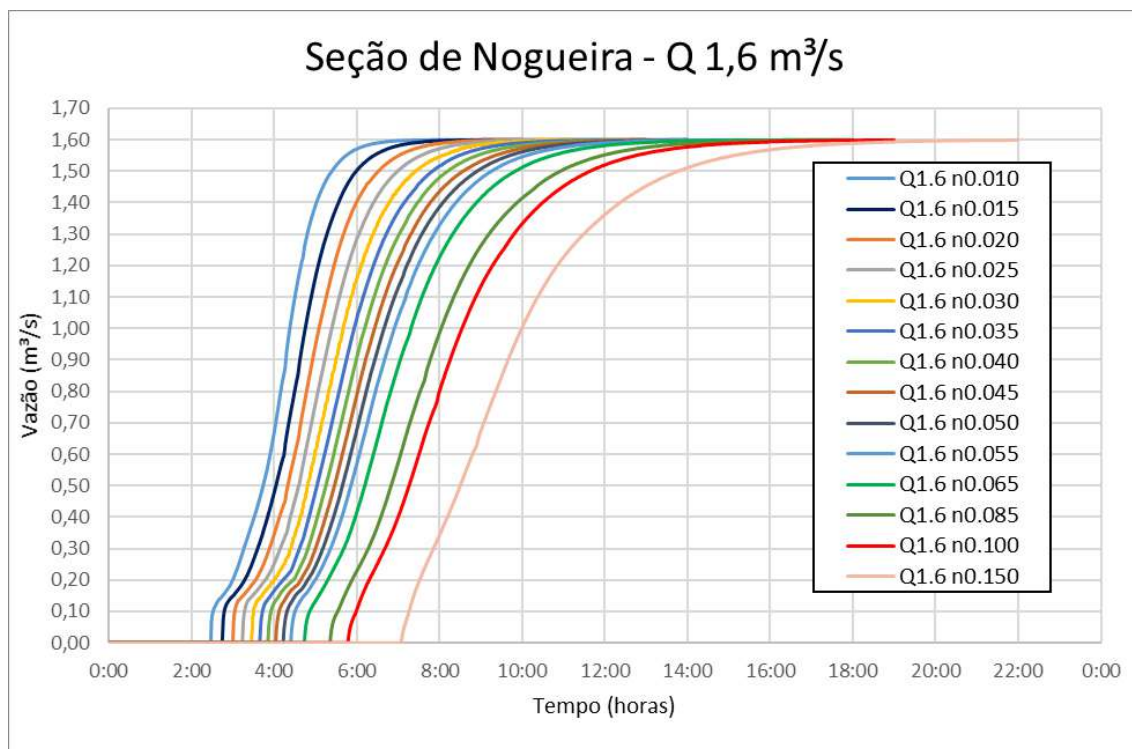


Figura 147 – Resultado na seção de Nogueira para a vazão de 1,6 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.5, abordagem bidimensional equação da onda de difusão.

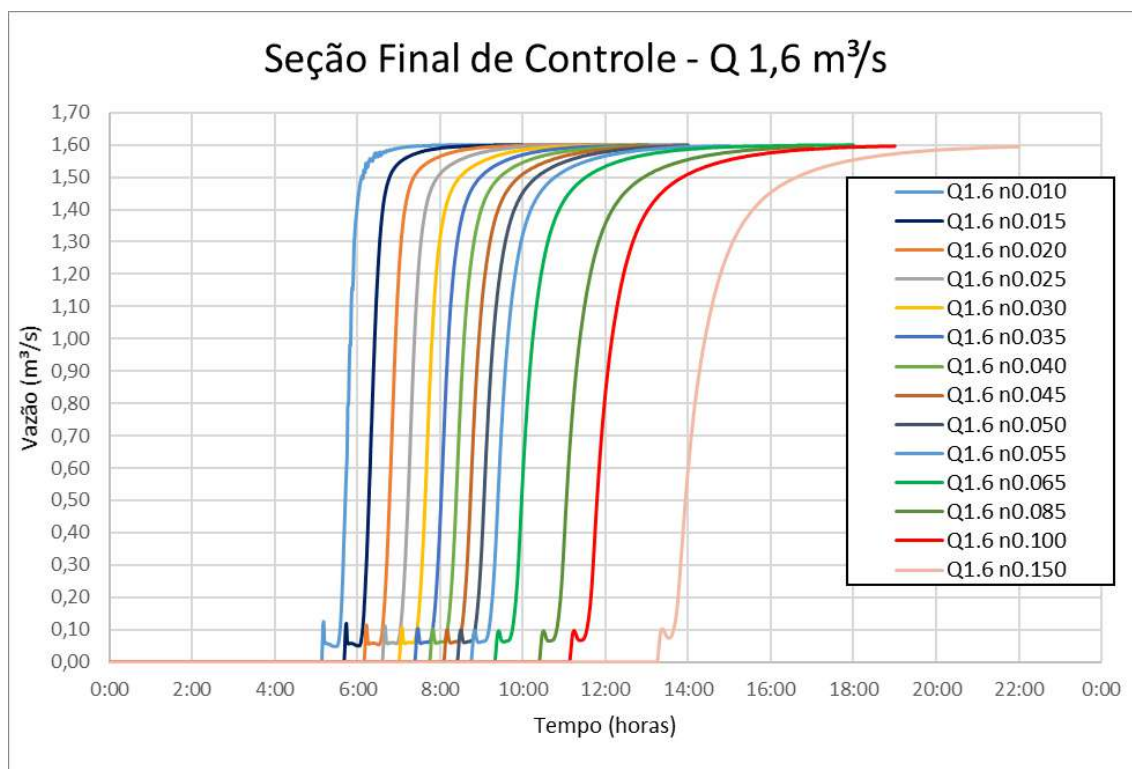


Figura 148 – Resultado na seção Final de controle para a vazão de 1,6 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.5, abordagem bidimensional equação da onda de difusão.

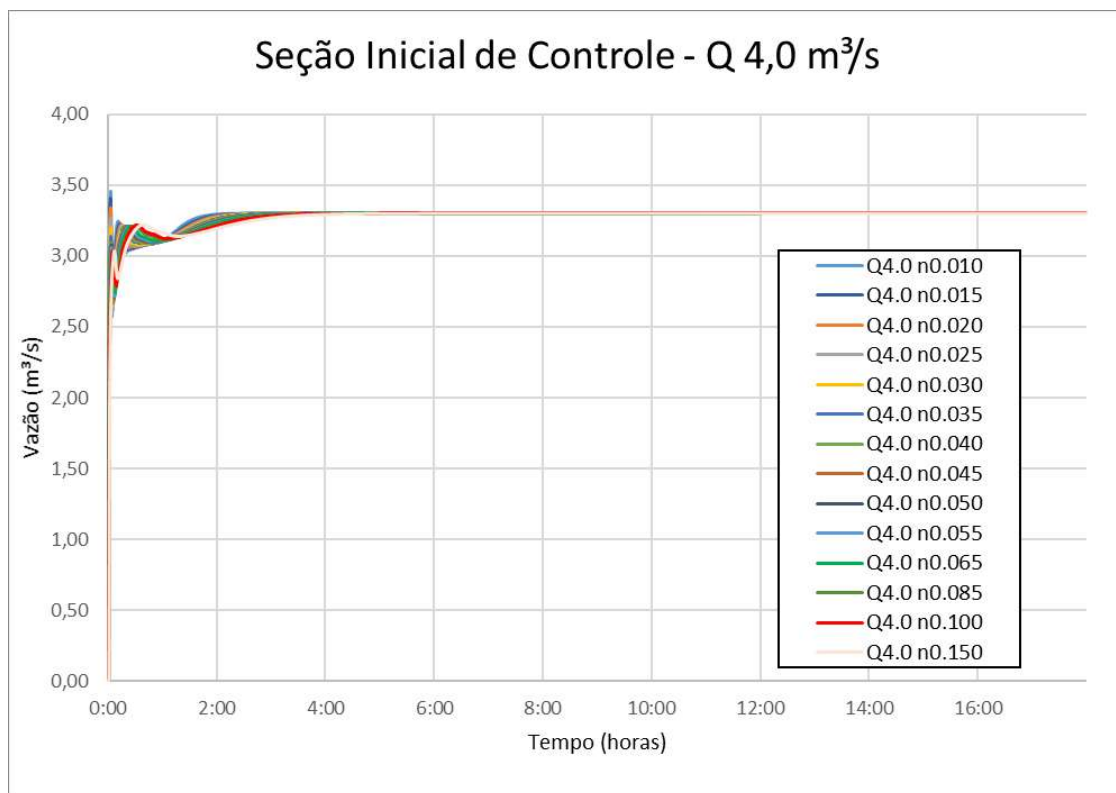


Figura 149 – Resultado na seção Inicial de controle para a vazão de 4,0 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.5, abordagem bidimensional equação da onda de difusão.

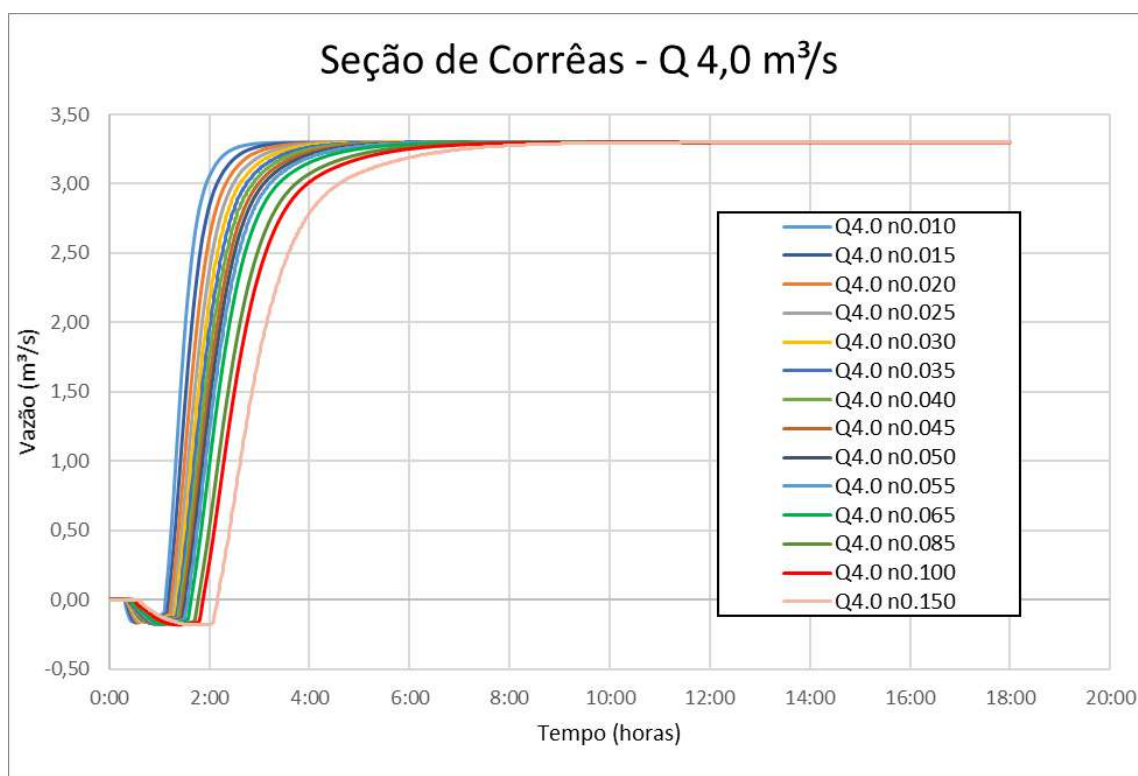


Figura 150 – Resultado na seção de Corrêas para a vazão de 4,0 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.5, abordagem bidimensional equação da onda de difusão.

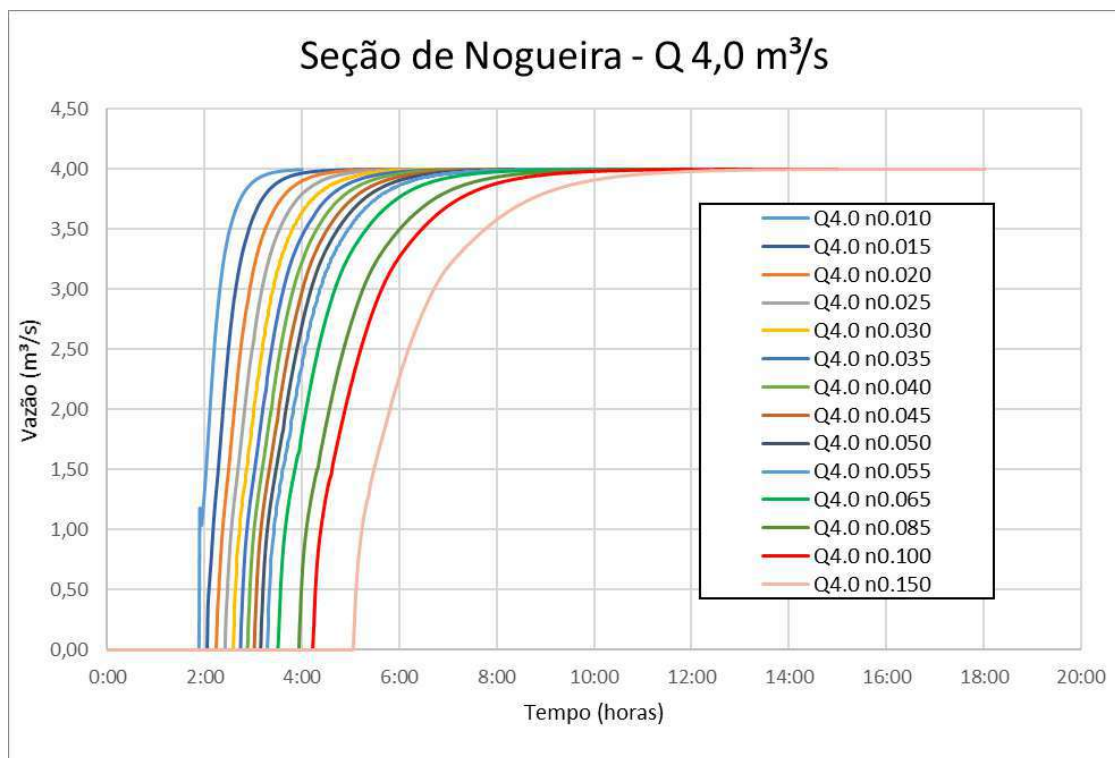


Figura 151 – Resultado na seção de Nogueira para a vazão de 4,0 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.5, abordagem bidimensional equação da onda de difusão.

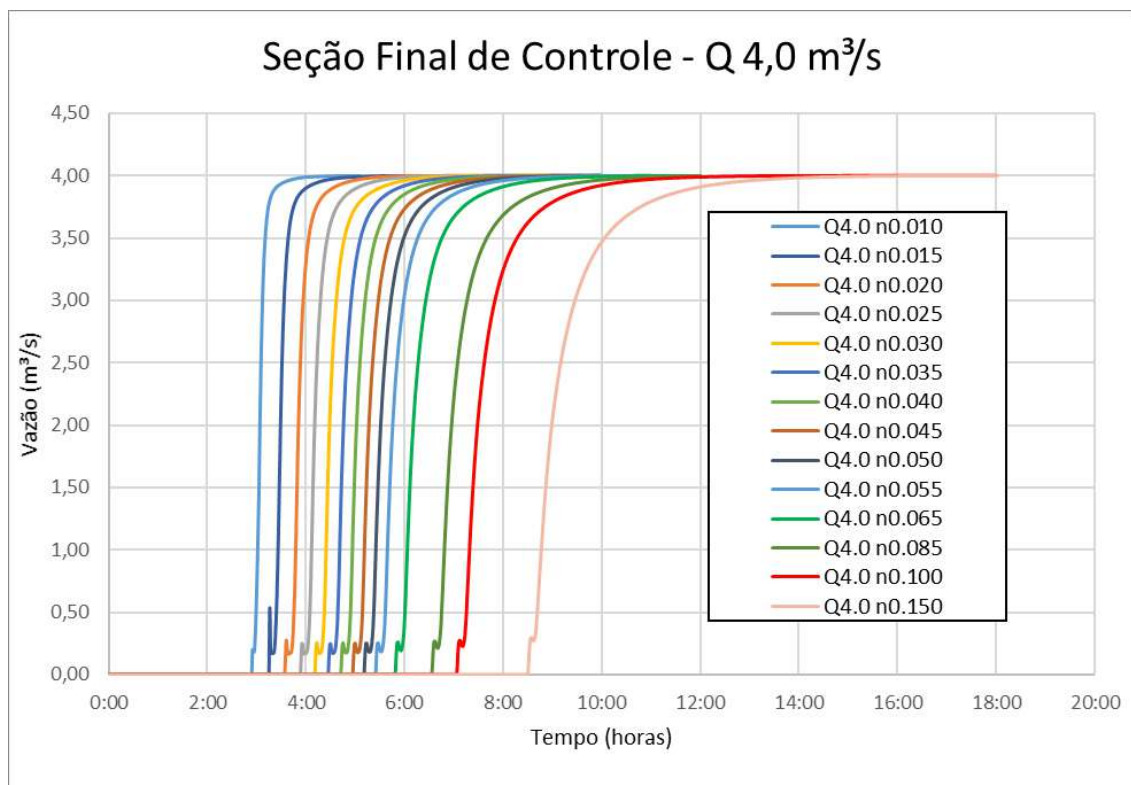


Figura 152 – Resultado na seção Final de controle para a vazão de 4,0 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.5, abordagem bidimensional equação da onda de difusão.

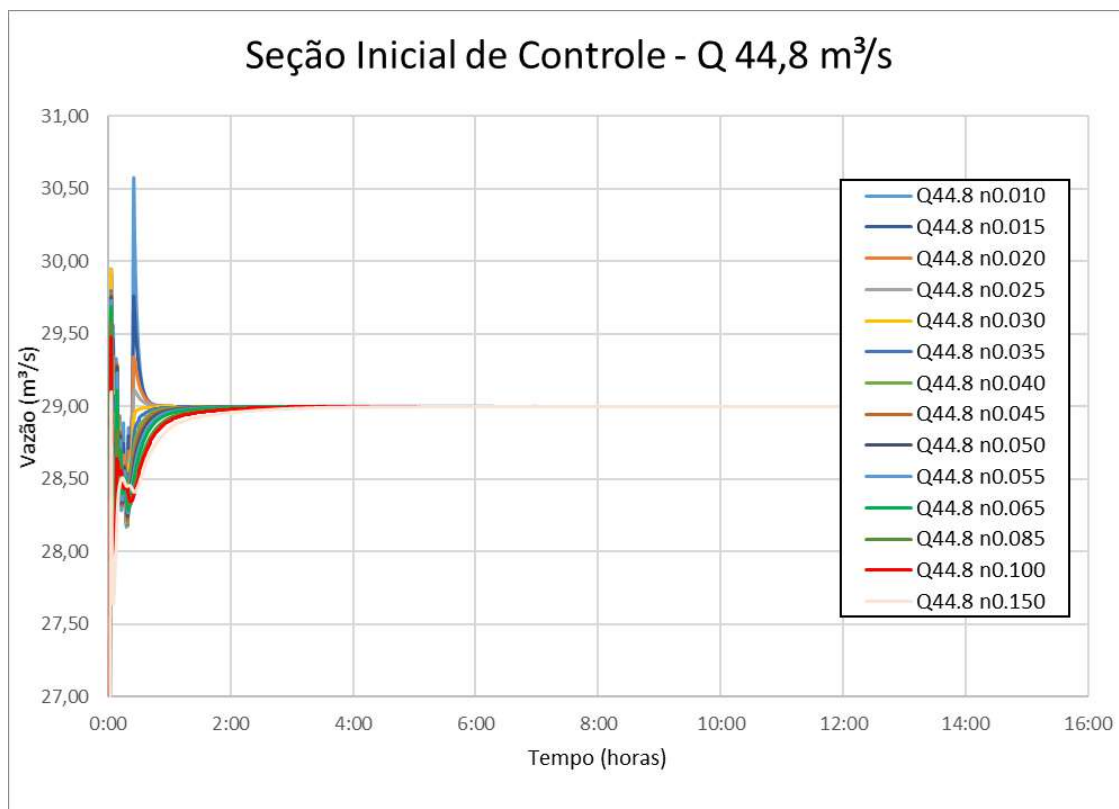


Figura 153 – Resultado na seção Inicial de controle para a vazão de 44,8 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.5, abordagem bidimensional equação da onda de difusão.

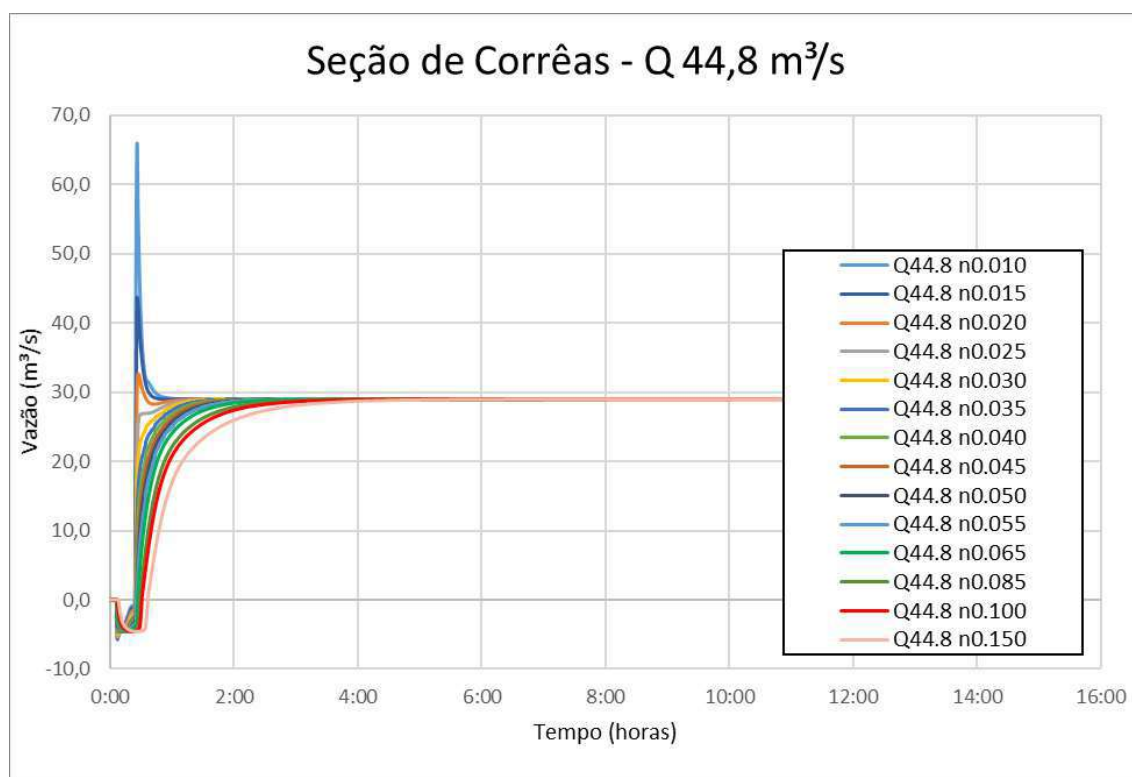


Figura 154 – Resultado na seção de Corréas para a vazão de 44,8 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.5, abordagem bidimensional equação da onda de difusão.

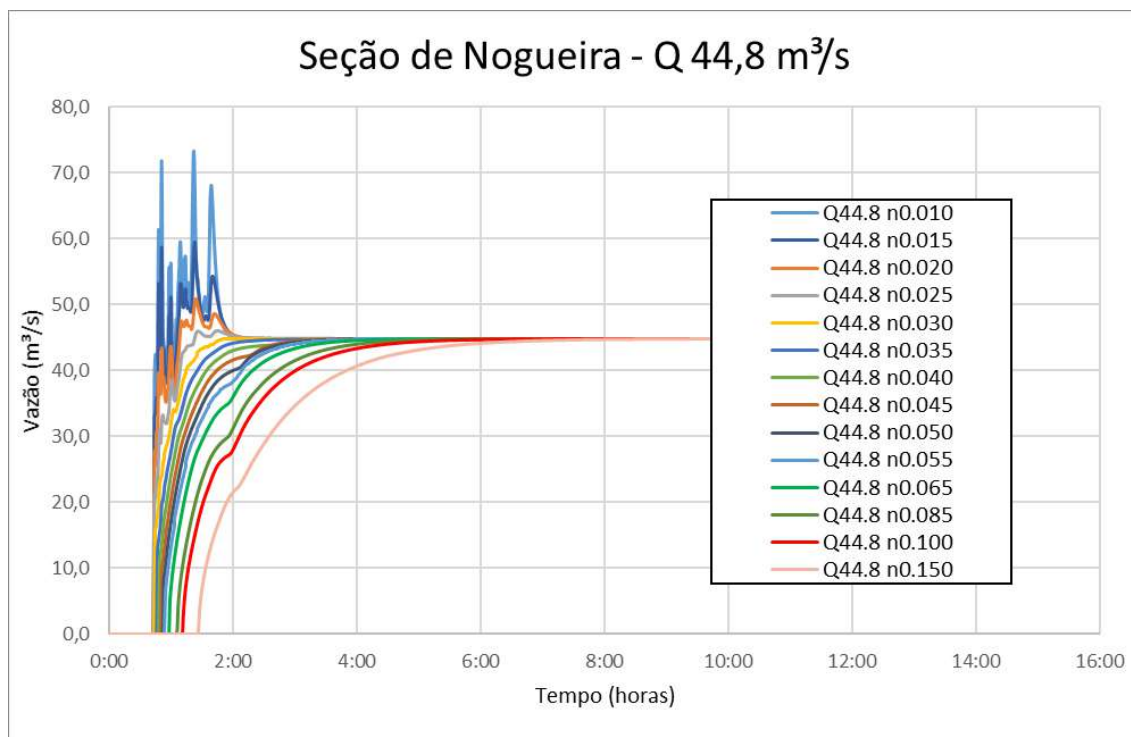


Figura 155 – Resultado na seção de Nogueira para a vazão de 44,8 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.5, abordagem bidimensional equação da onda de difusão.

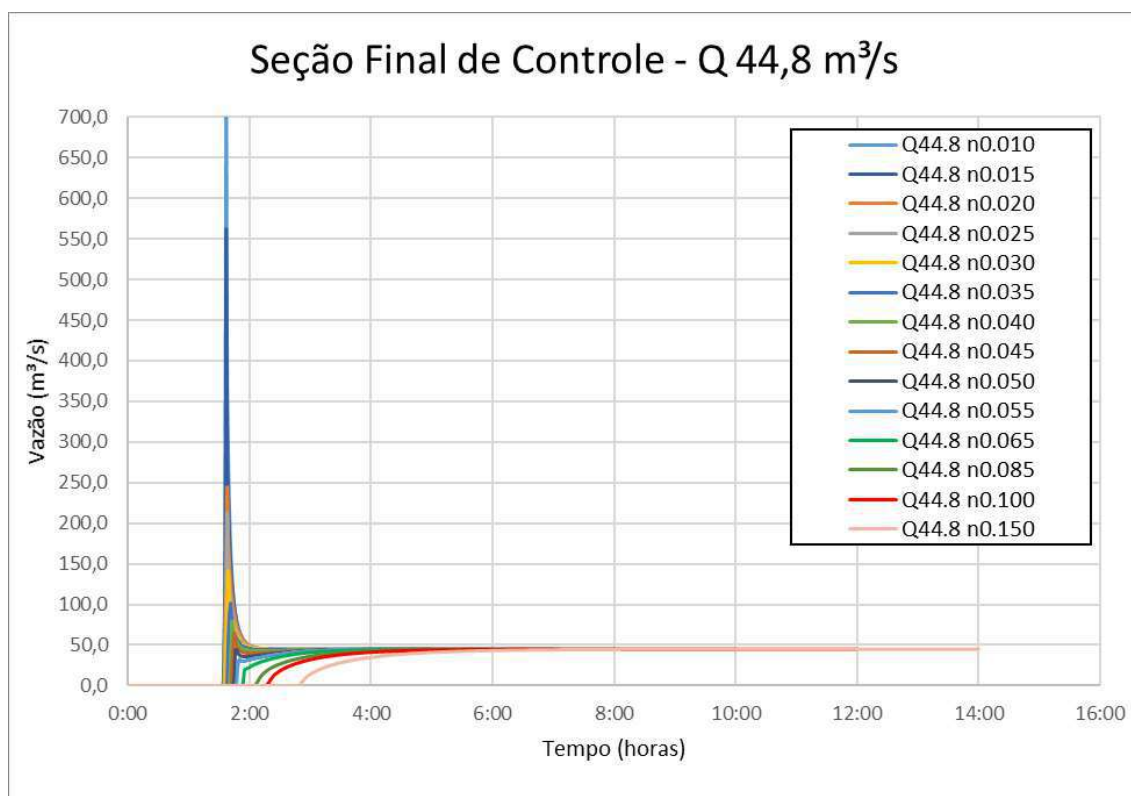


Figura 156 -- Resultado na seção Final de controle para a vazão de 44,8 m³/s, simulação no modelo HEC RAS 5.0.5, abordagem bidimensional equação da onda de difusão.

7.5 IBER ABORDAGEM BIDIMENSIONAL – EQUAÇÃO DE SAINT VENANT

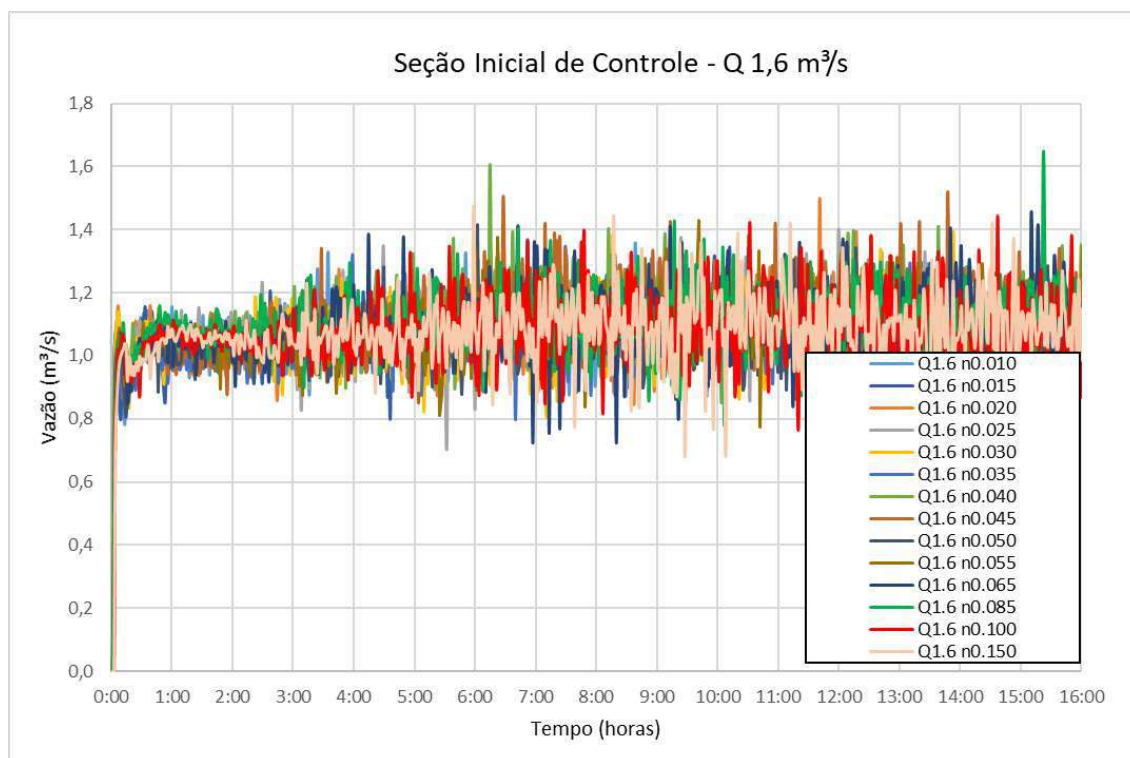


Figura 157 – Resultado na seção Inicial de controle para a vazão de 1,6 m³/s, simulação no modelo IBER, abordagem bidimensional equação completa.

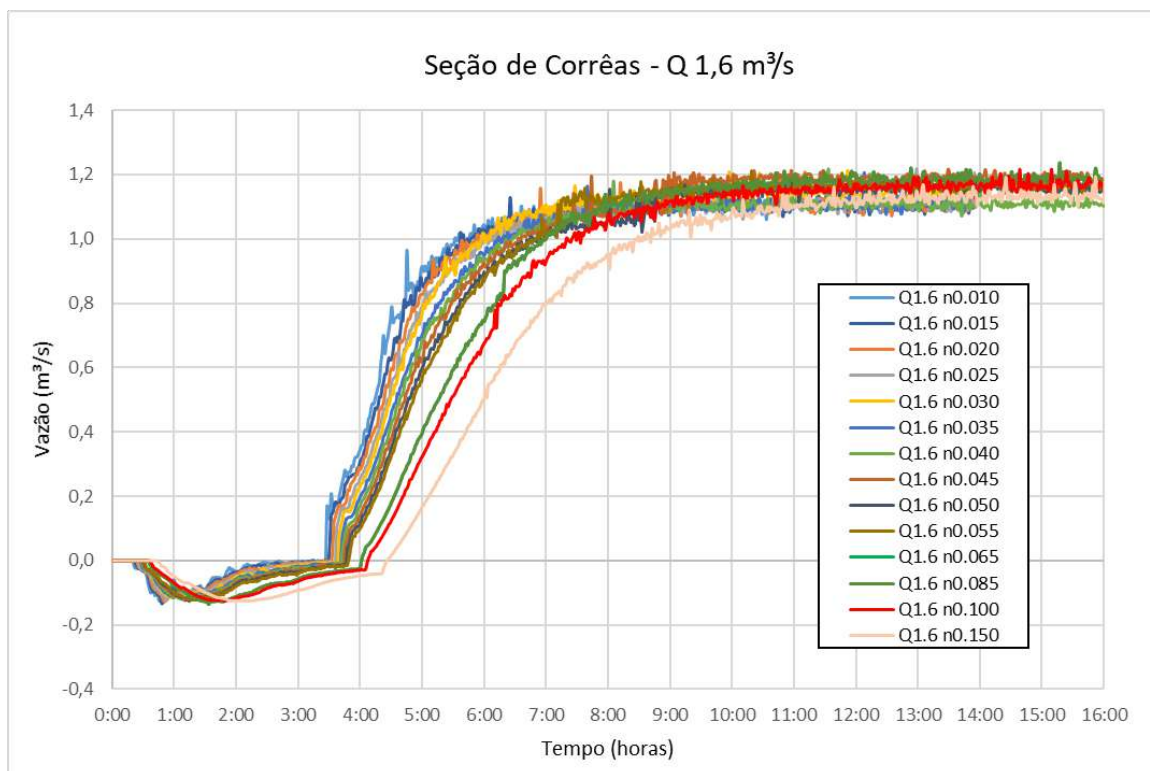


Figura 158 – Resultado na seção de Corréas para a vazão de 1,6 m³/s, simulação no modelo IBER, abordagem bidimensional equação completa.

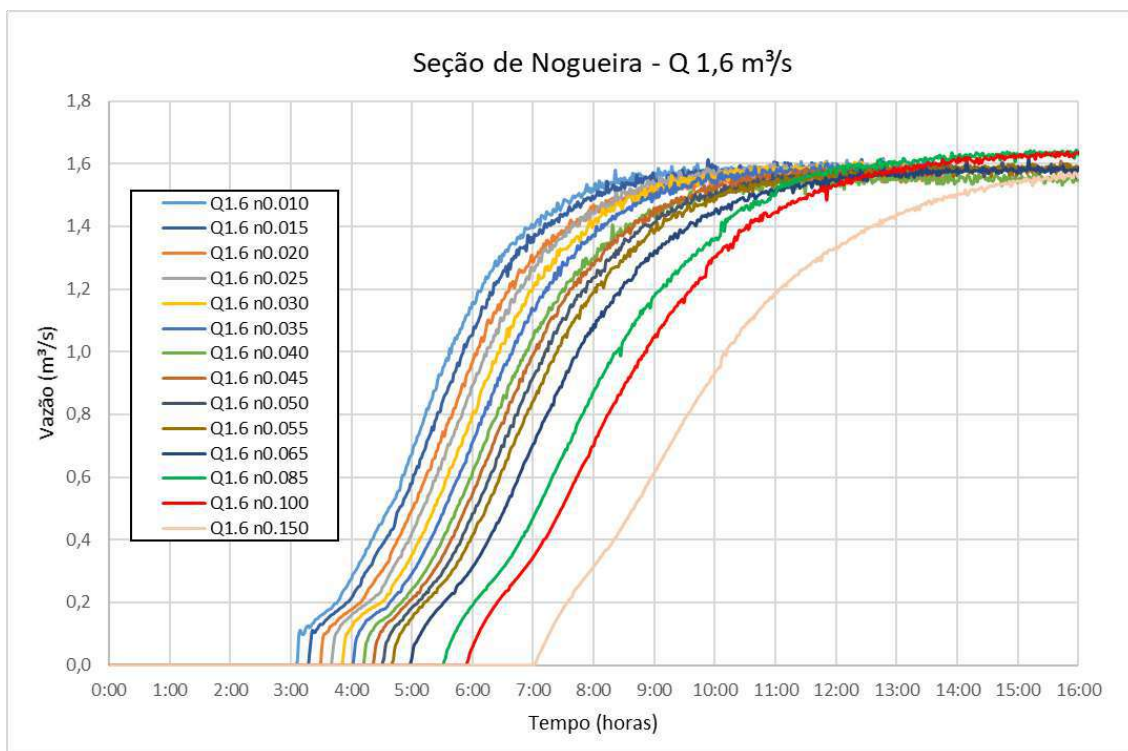


Figura 159 – Resultado na seção de Nogueira para a vazão de 1,6 m³/s, simulação no modelo IBER, abordagem bidimensional equação completa.

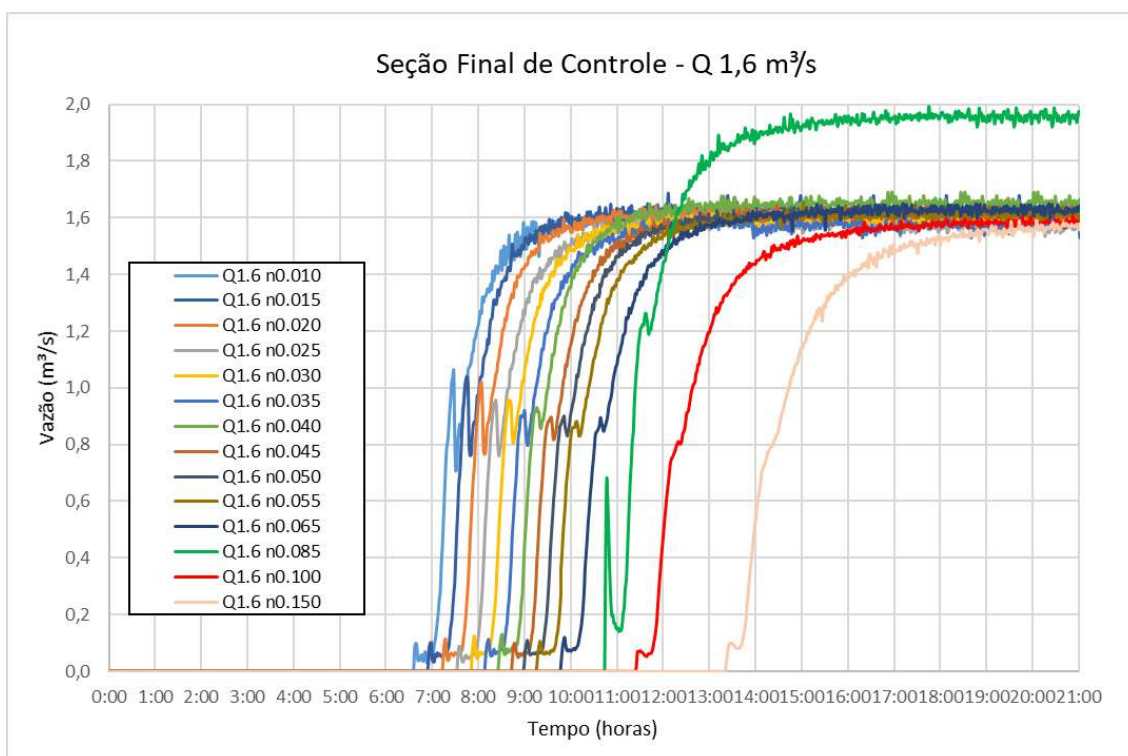


Figura 160 – Resultado na seção Final de controle para a vazão de 1,6 m³/s, simulação no modelo IBER, abordagem bidimensional equação completa.

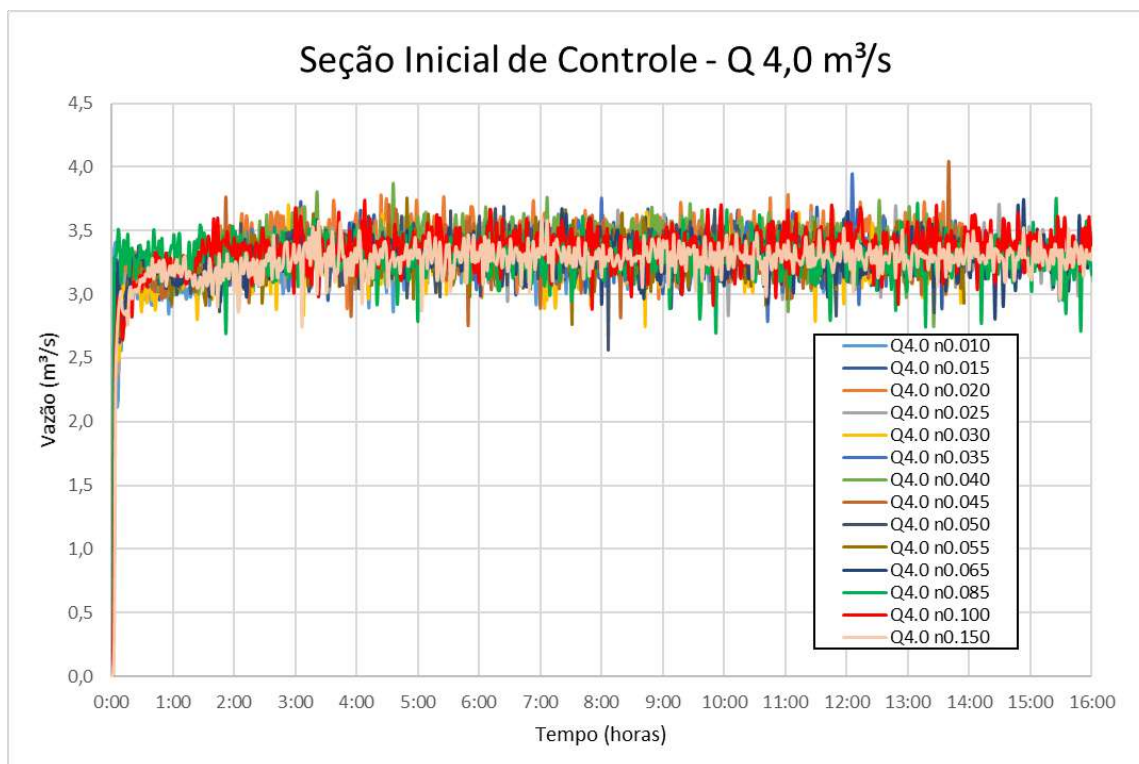


Figura 161 – Resultado na seção Inicial de controle para a vazão de 4,0 m³/s, simulação no modelo IBER, abordagem bidimensional equação completa.

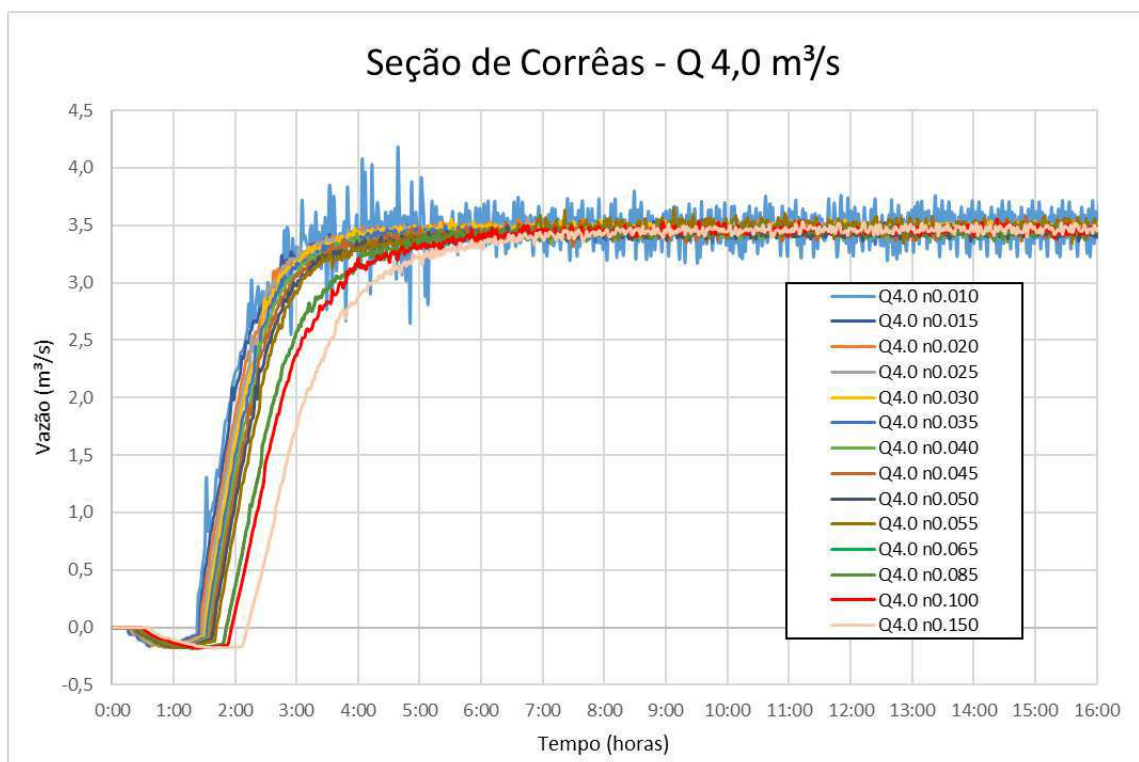


Figura 162 – Resultado na seção de Corréas para a vazão de 4,0 m³/s, simulação no modelo IBER, abordagem bidimensional equação completa.

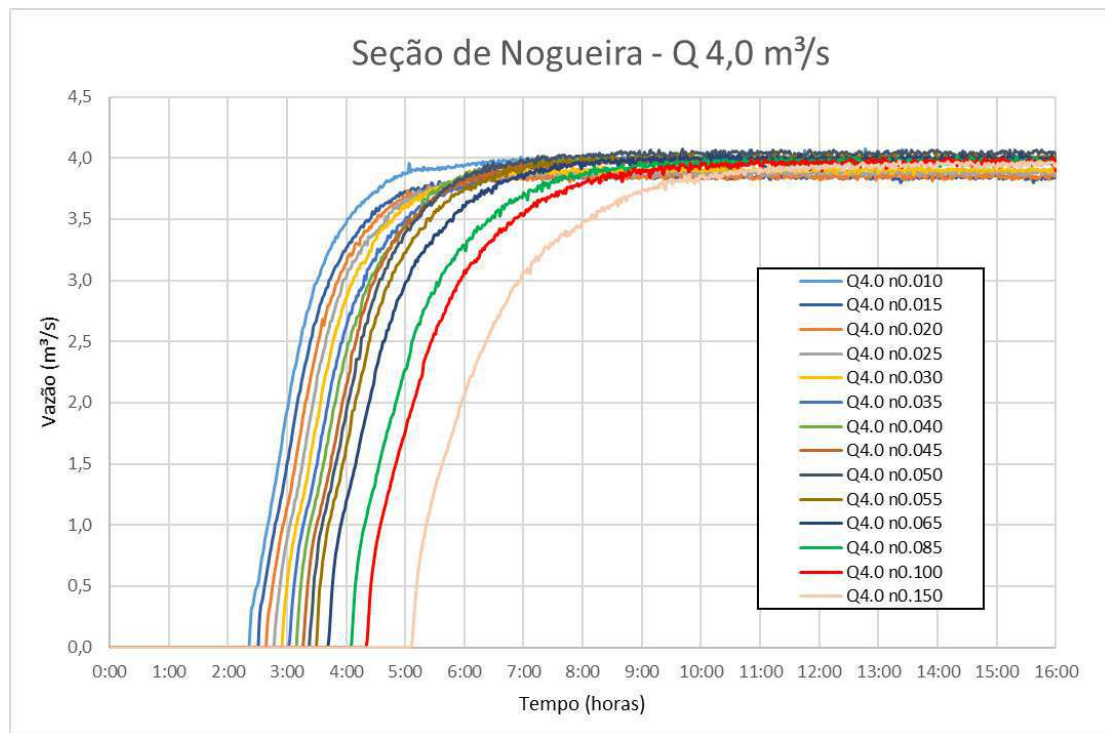


Figura 163 – Resultado na seção de Nogueira para a vazão de 4,0 m³/s, simulação no modelo IBER, abordagem bidimensional equação completa.

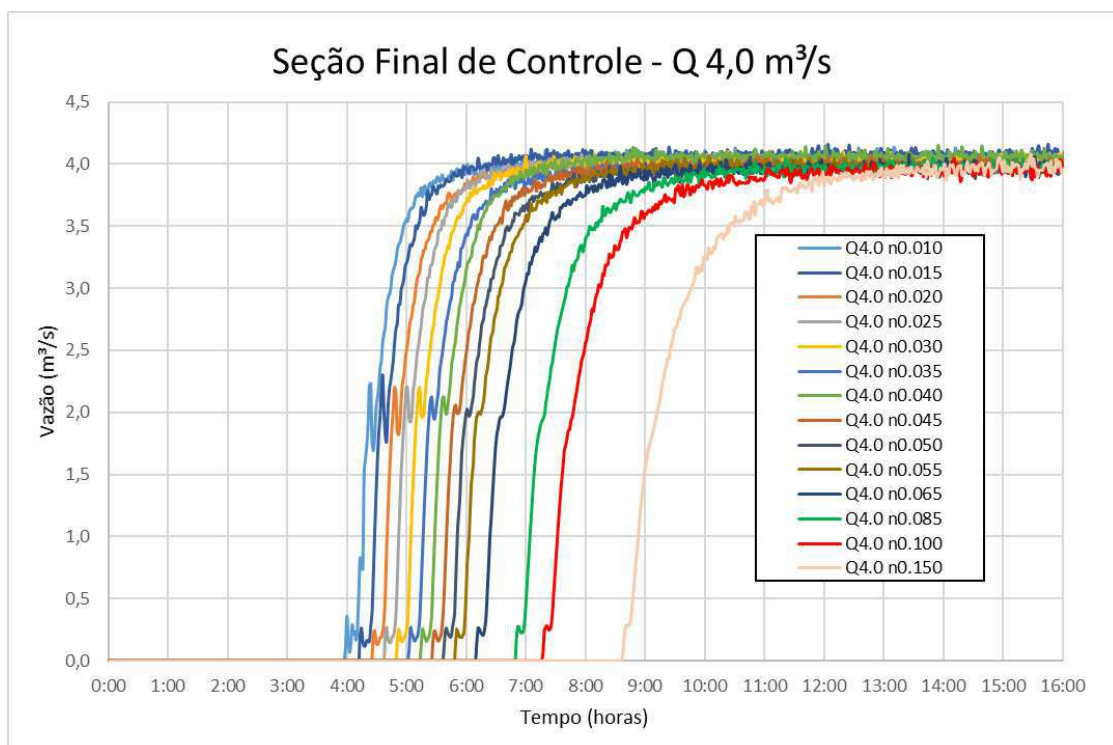


Figura 164 – Resultado na seção Final de controle para a vazão de 4,0 m³/s, simulação no modelo IBER, abordagem bidimensional equação completa.

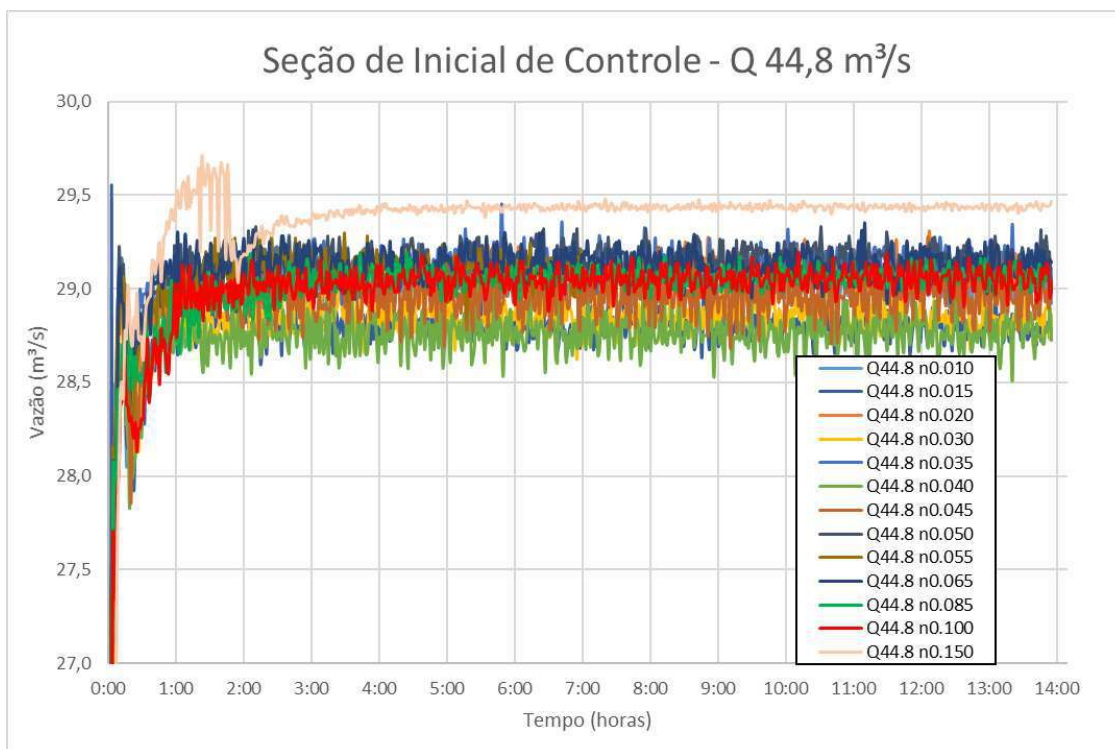


Figura 165 – Resultado na seção Inicial de controle para a vazão de 44,8 m³/s, simulação no modelo IBER, abordagem bidimensional equação completa.

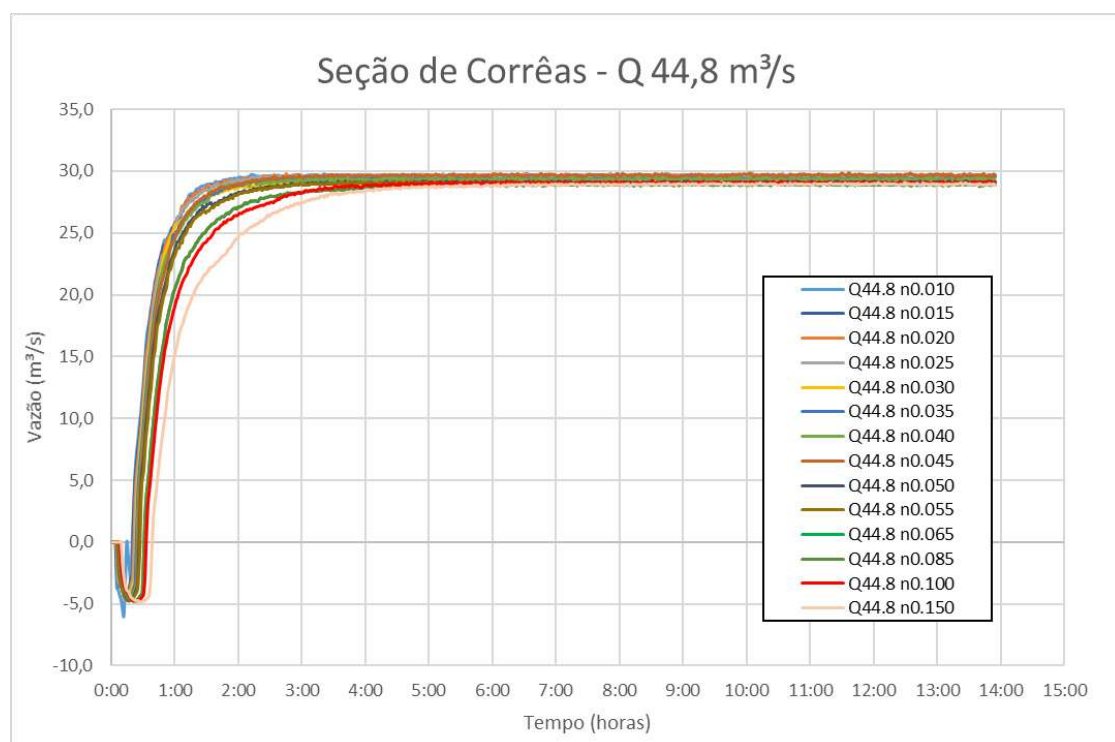


Figura 166 – Resultado na seção de Correias para a vazão de 44,8 m³/s, simulação no modelo IBER, abordagem bidimensional equação completa.

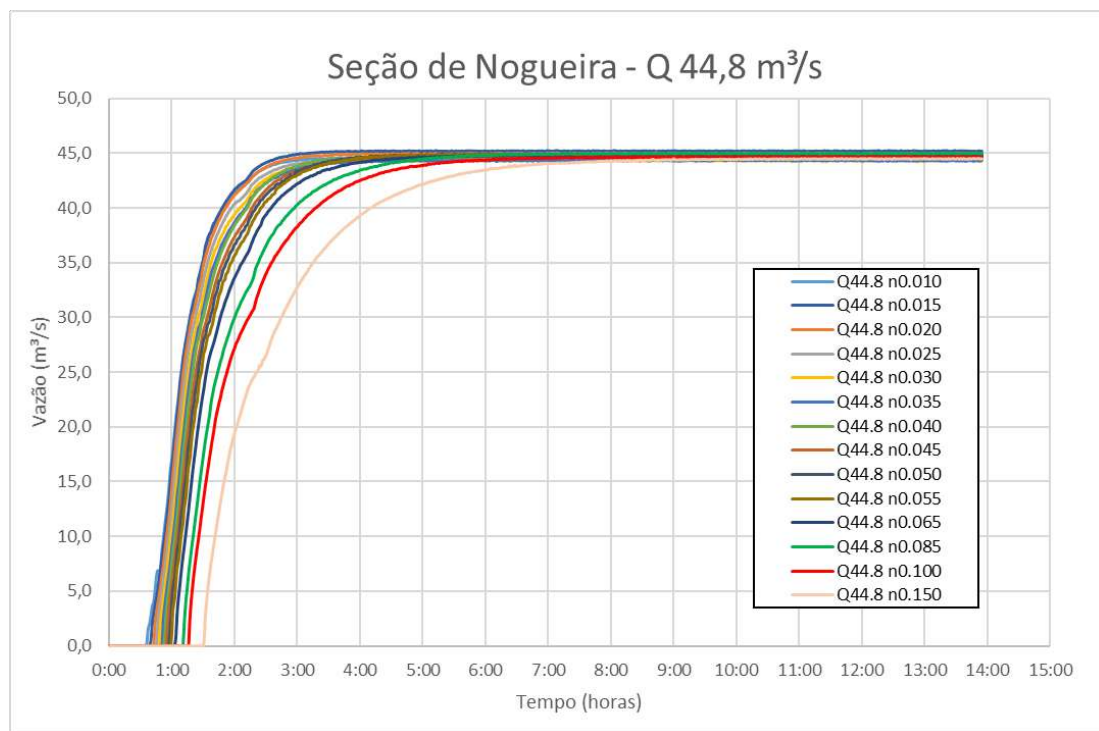


Figura 167 – Resultado na seção de Nogueira para a vazão de 44,8 m³/s, simulação no modelo IBER, abordagem bidimensional equação completa.

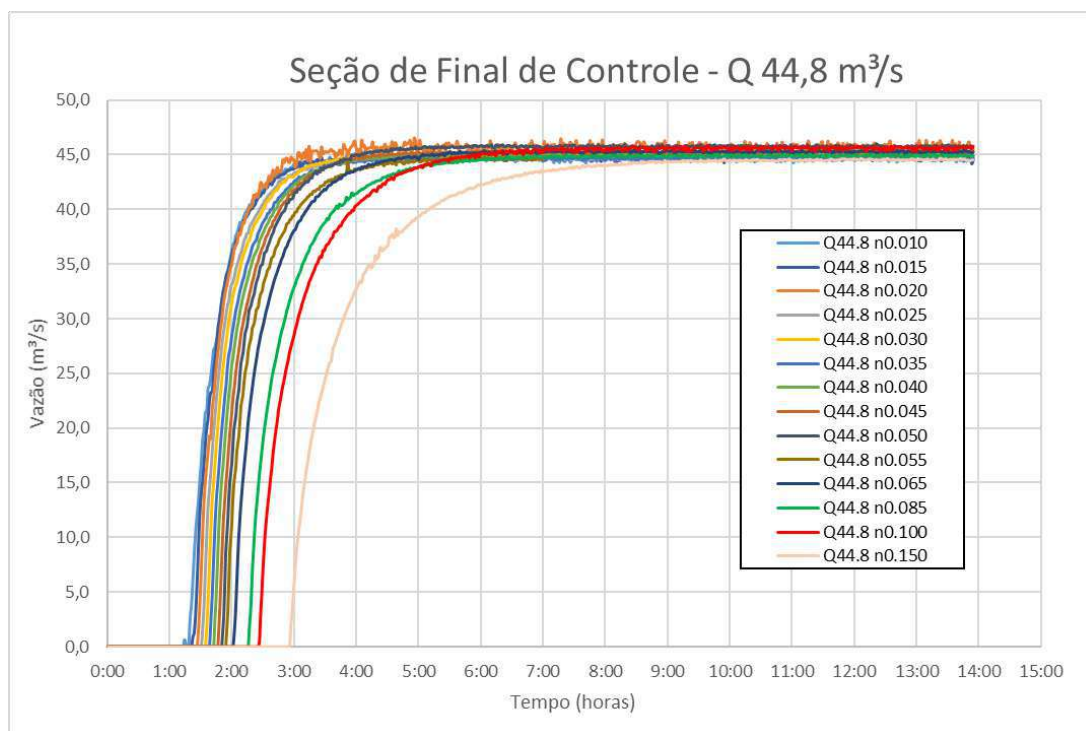


Figura 168 – Resultado na seção Final de controle para a vazão de 44,8 m³/s, simulação no modelo IBER, abordagem bidimensional equação completa.

7.6 MODCEL ABORDAGEM QUASI 2D - EQUAÇÃO DA ONDA DE DIFUSÃO

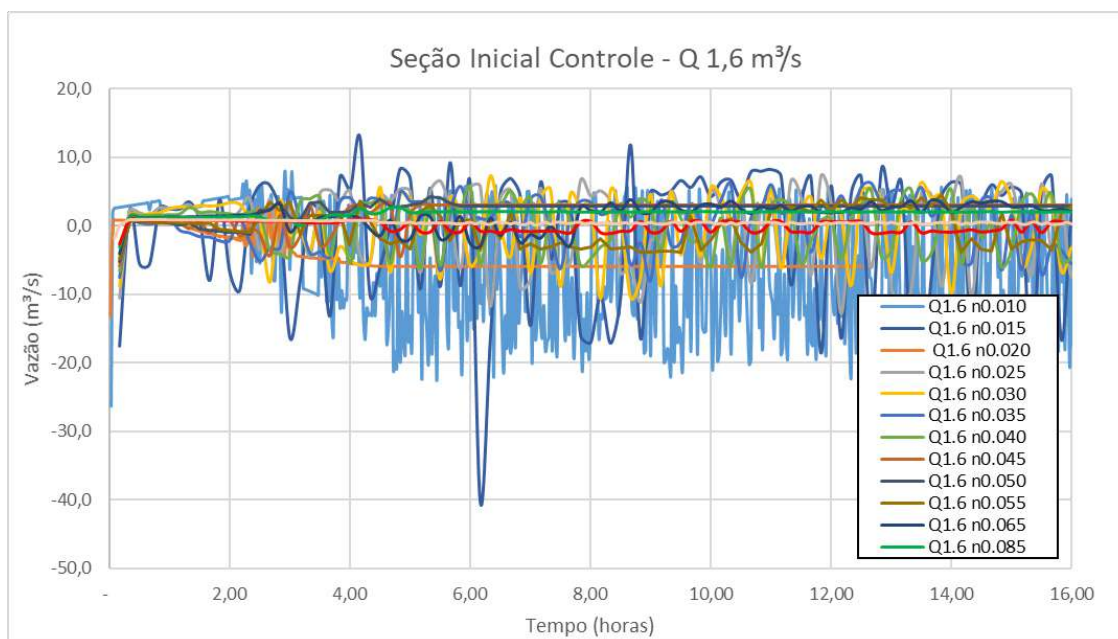


Figura 169 – Resultado na seção Inicial de controle para a vazão de 1,6 m³/s, simulação no modelo MODCEL, abordagem *Quasi 2D* equação da onda difusiva.

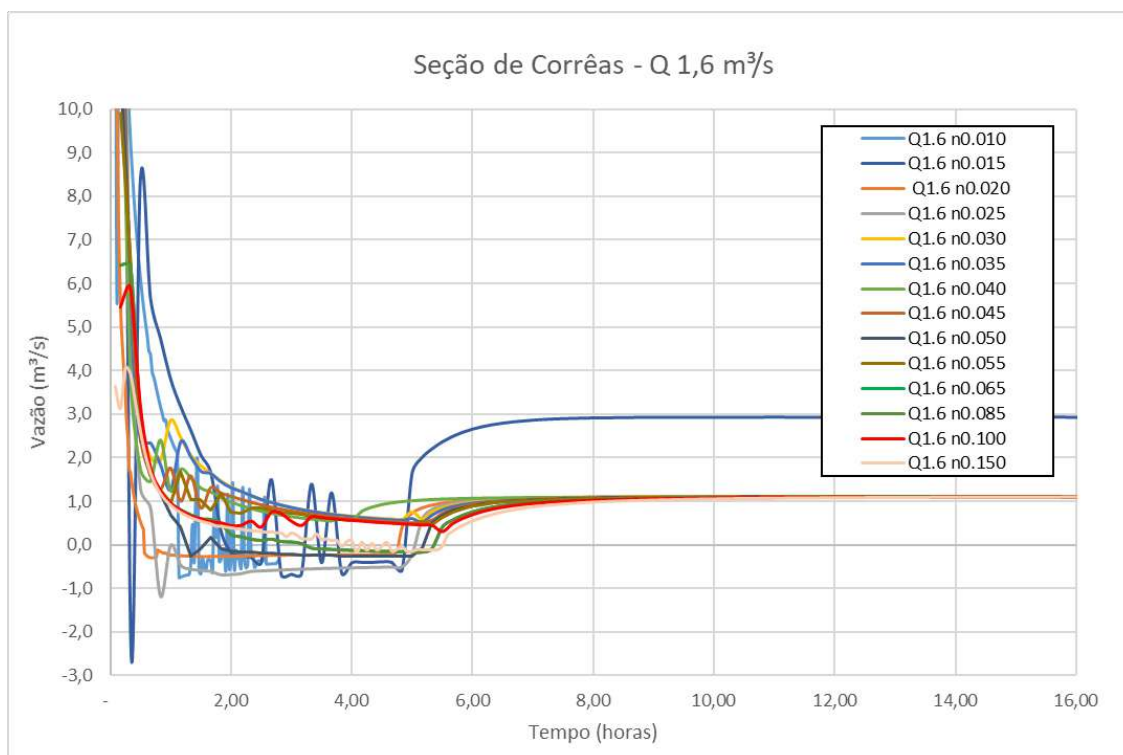


Figura 170 – Resultado na seção de Corrêas para a vazão de 1,6 m³/s, simulação no modelo MODCEL, abordagem *Quasi 2D* equação da onda difusiva.

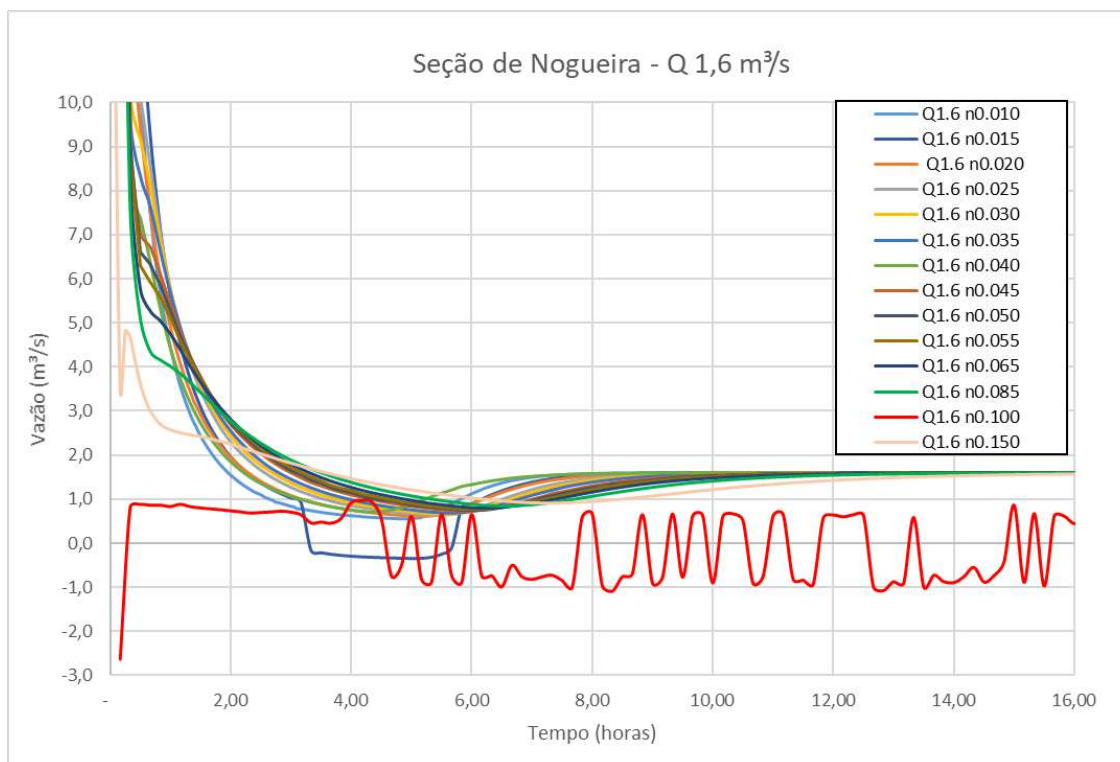


Figura 171 – Resultado na seção de Nogueira para a vazão de 1,6 m³/s, simulação no modelo MODCEL, abordagem *Quasi 2D* equação da onda difusiva.

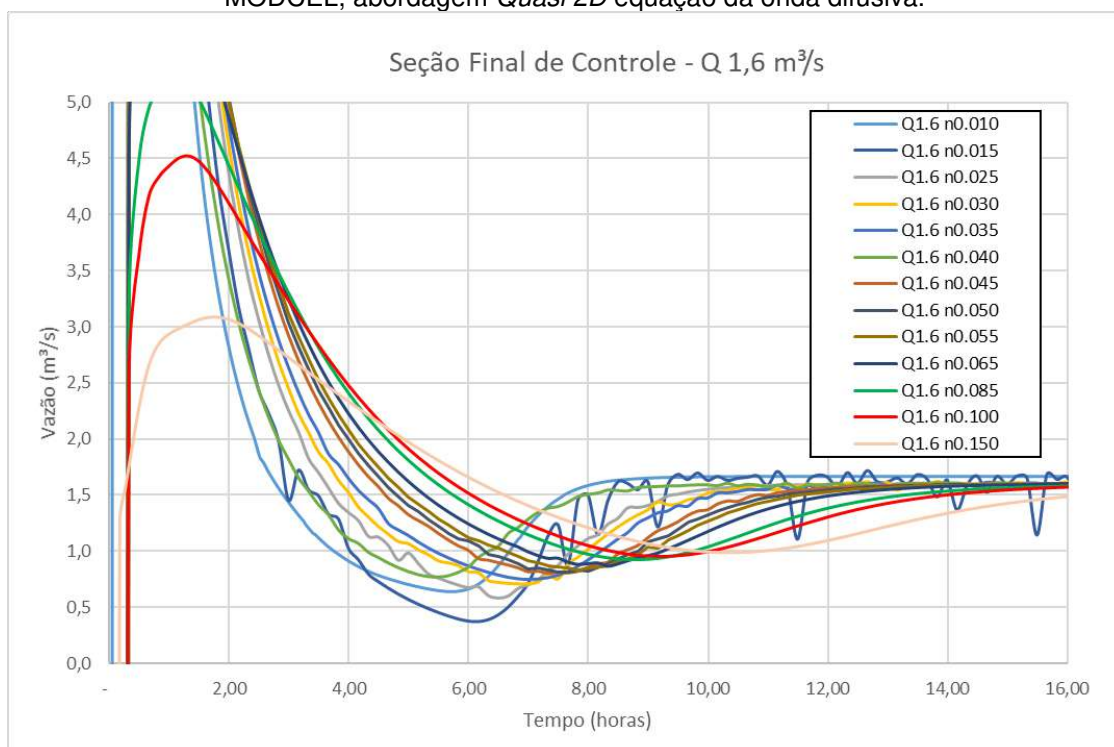


Figura 172 – Resultado na seção Final de controle para a vazão de 1,6 m³/s, simulação no modelo MODCEL, abordagem *Quasi 2D* equação da onda difusiva.

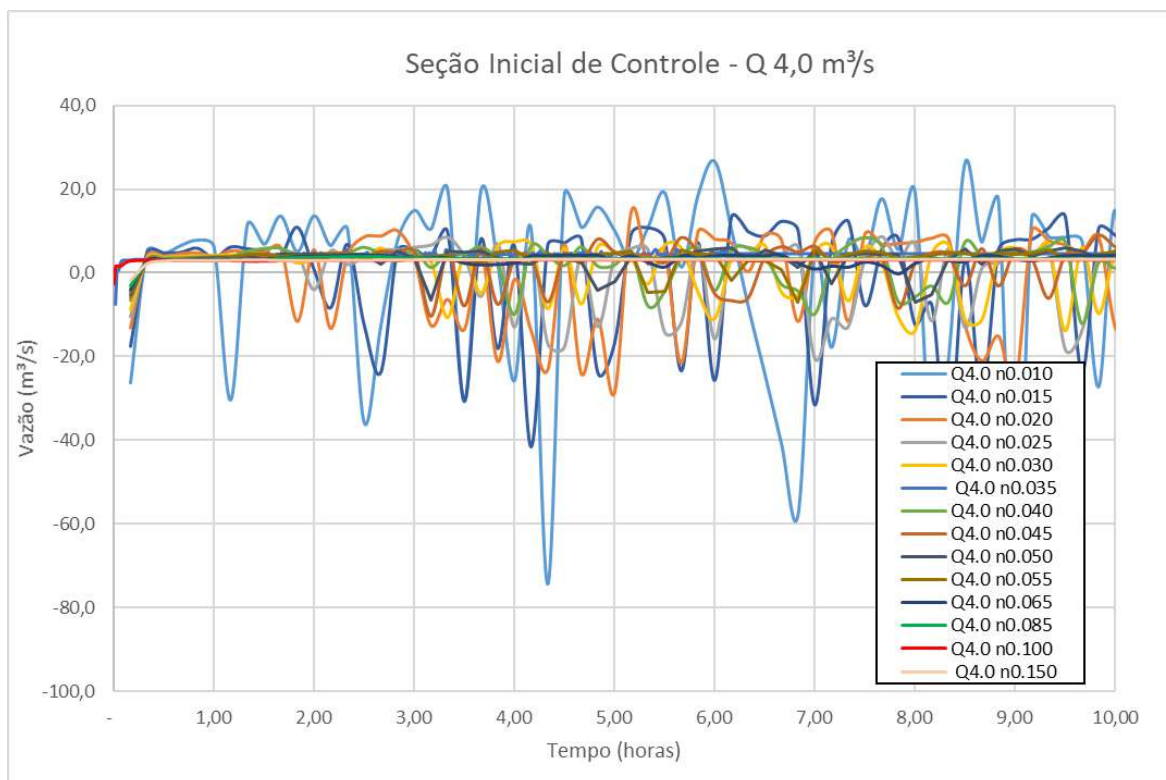


Figura 173 – Resultado na seção Inicial de controle para a vazão de 4,0 m³/s, simulação no modelo MODCEL, abordagem *Quasi 2D* equação da onda difusiva.

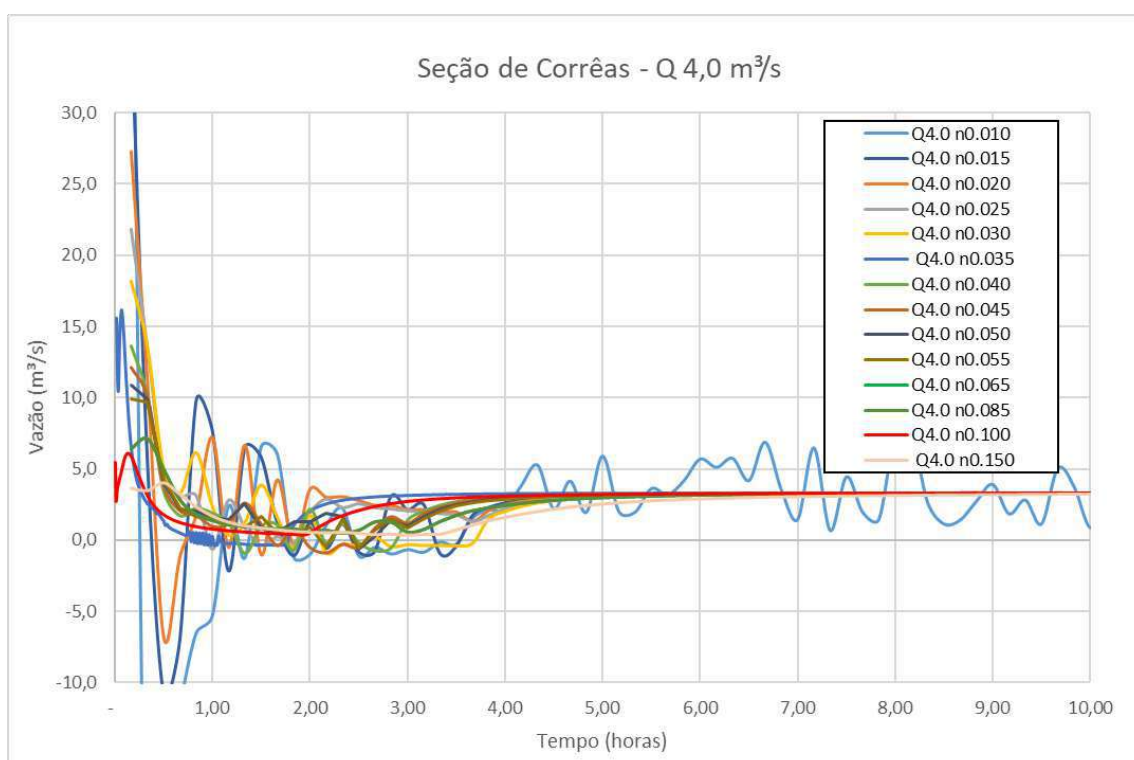


Figura 174 – Resultado na seção de Correas para a vazão de 4,0 m³/s, simulação no modelo MODCEL, abordagem *Quasi 2D* equação da onda difusiva.

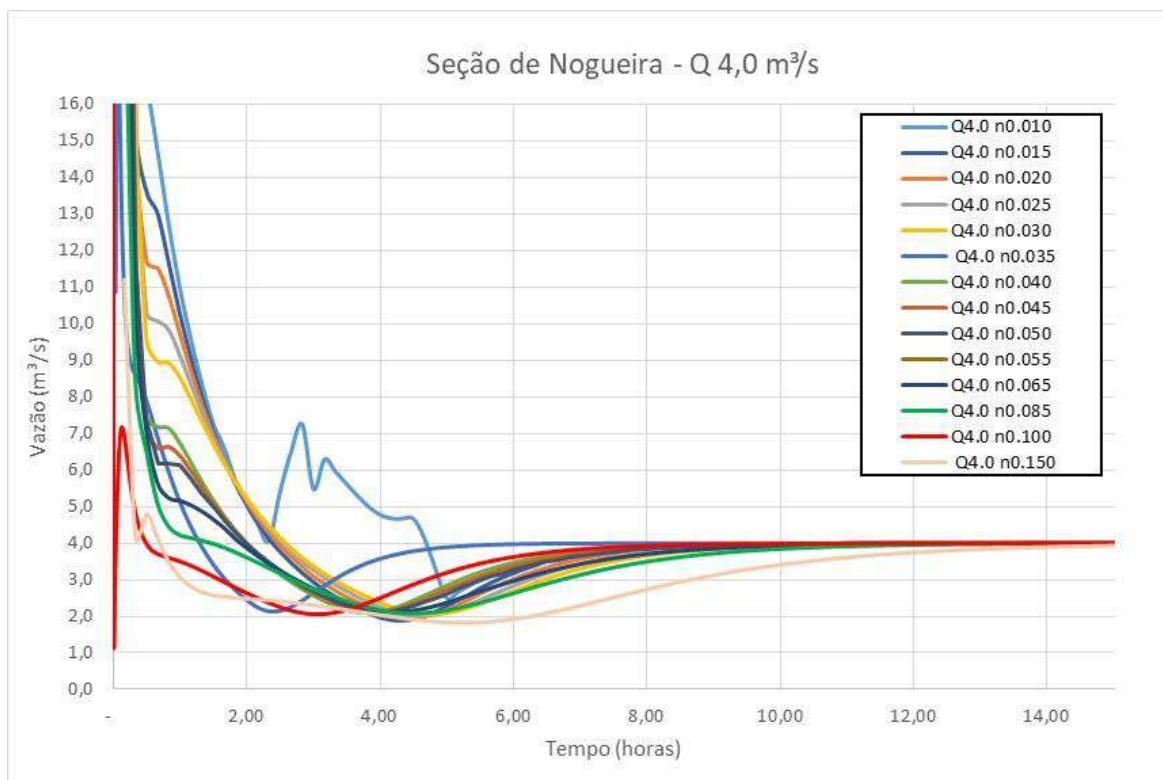


Figura 175 – Resultado na seção de Nogueira para a vazão de 4,0 m³/s, simulação no modelo MODCEL, abordagem *Quasi 2D* equação da onda difusiva.

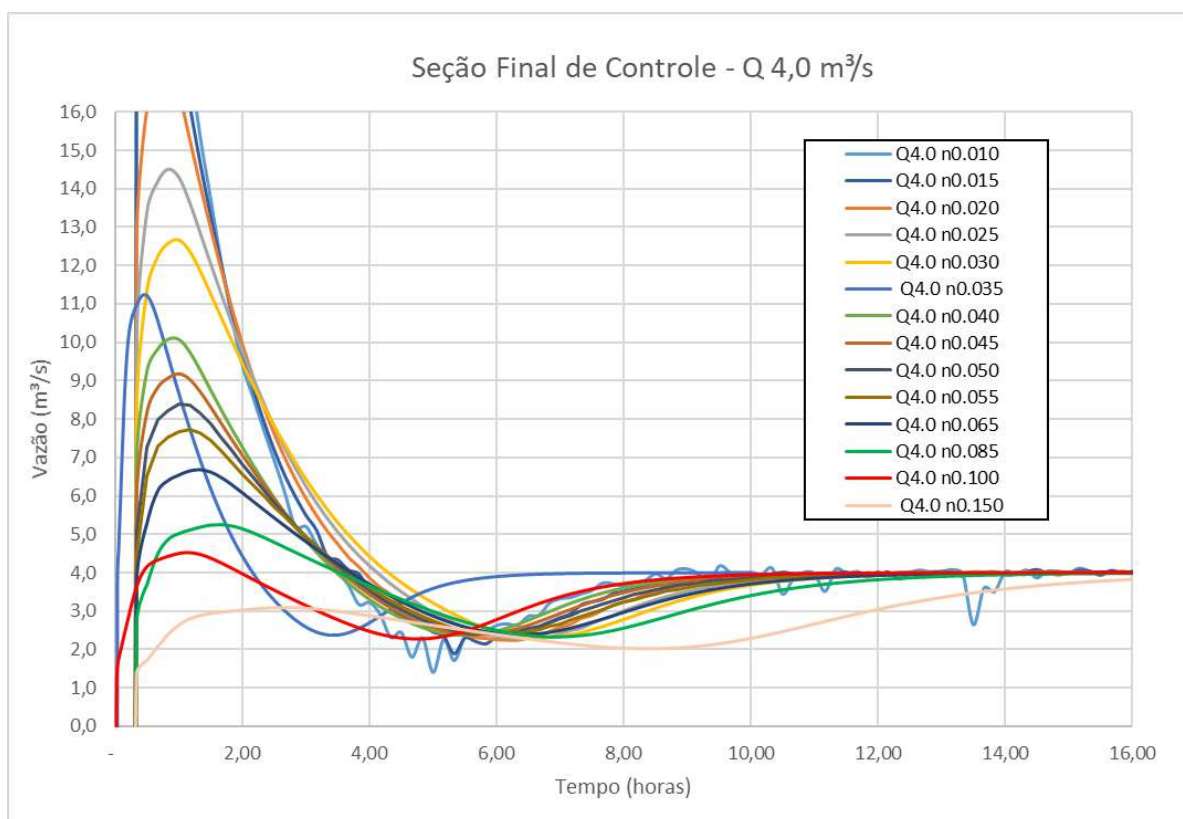


Figura 176 – Resultado na seção Final de controle para a vazão de 4,0 m³/s, simulação no modelo MODCEL, abordagem *Quasi 2D* equação da onda difusiva.

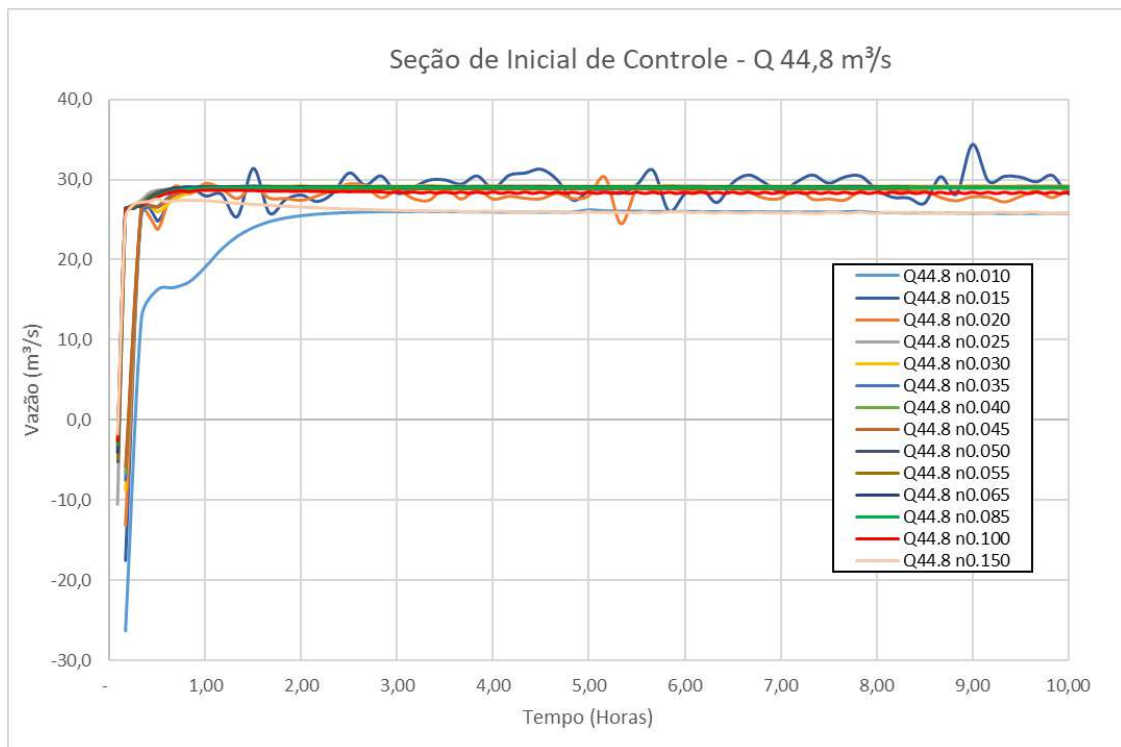


Figura 177 – Resultado na seção Inicial de controle para a vazão de 44,8 m³/s, simulação no modelo MODCEL, abordagem *Quasi 2D* equação da onda difusiva.

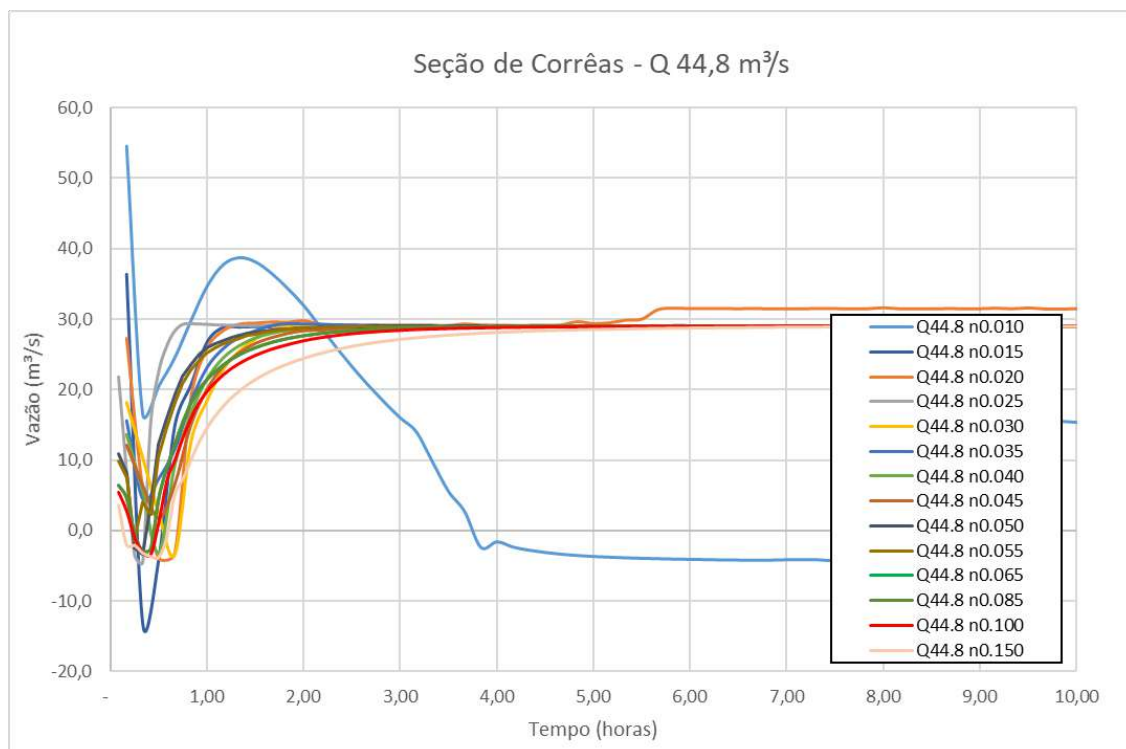


Figura 178 – Resultado na seção de Corréas para a vazão de 44,8 m³/s, simulação no modelo MODCEL, abordagem *Quasi 2D* equação da onda difusiva.

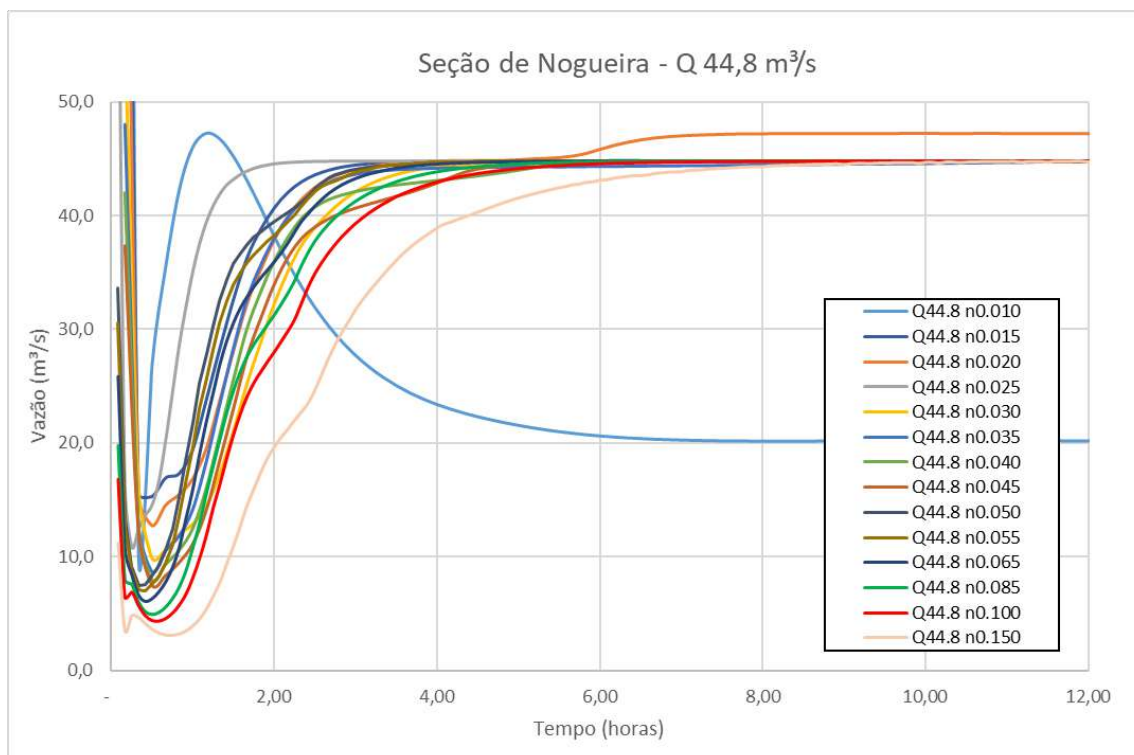


Figura 179 – Resultado na seção de Nogueira para a vazão de 44,8 m³/s, simulação no modelo MODCEL, abordagem *Quasi 2D* equação da onda difusiva.

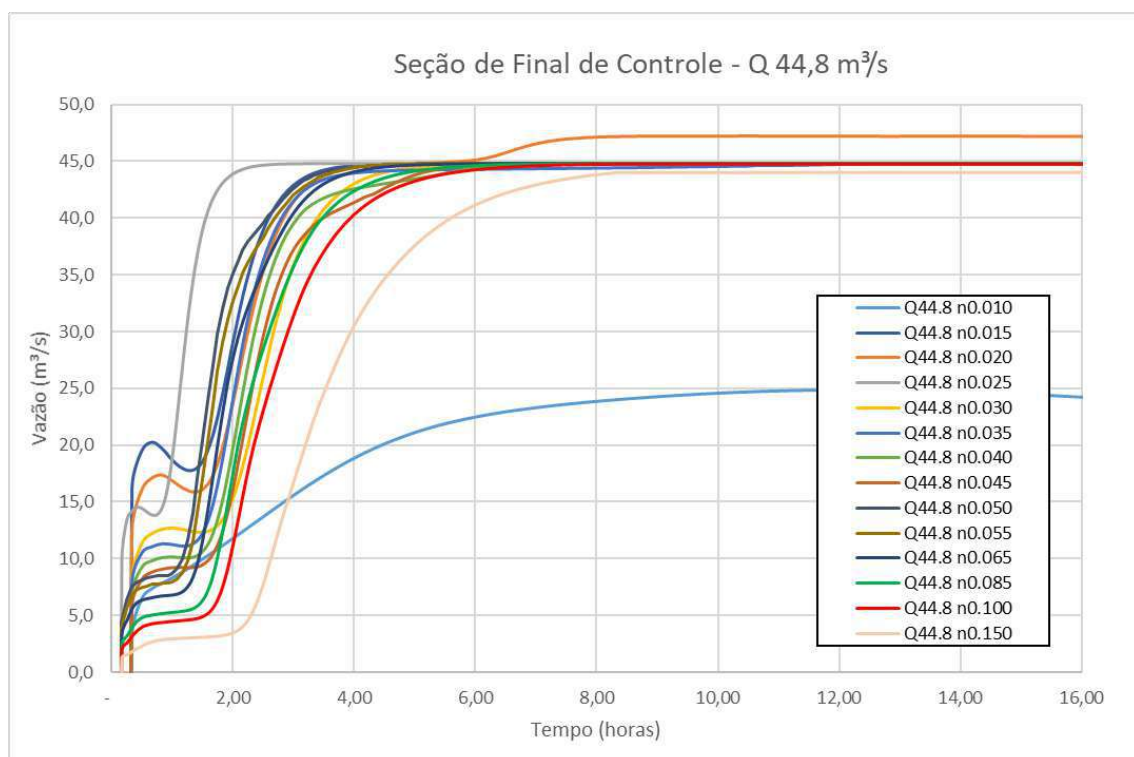


Figura 180 – Resultado na seção Final de controle para a vazão de 44,8 m³/s, simulação no modelo MODCEL, abordagem *Quasi 2D* equação da onda difusiva.

7.7 MODCEL ABORDAGEM *QUASI*2D - EQUAÇÃO DE SAINT VENANT

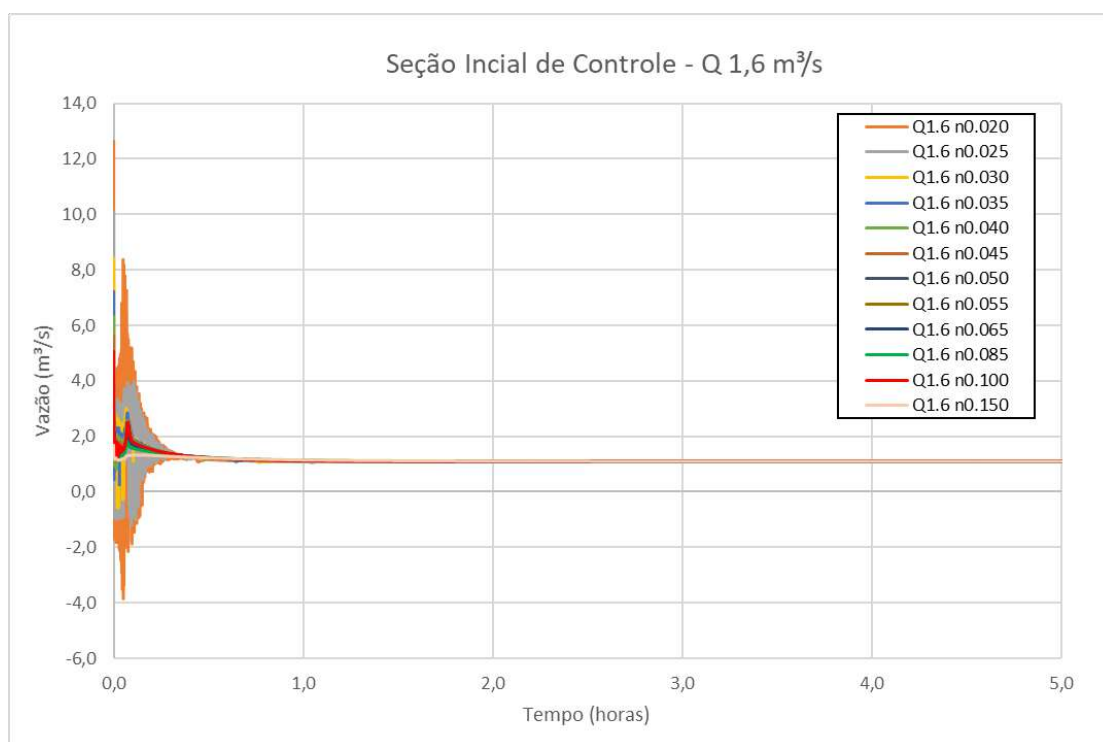


Figura 181 – Resultado na seção Inicial de controle para a vazão de 1,6 m³/s, simulação no modelo MODCEL, abordagem *Quasi 2D* equação de Saint Venant.

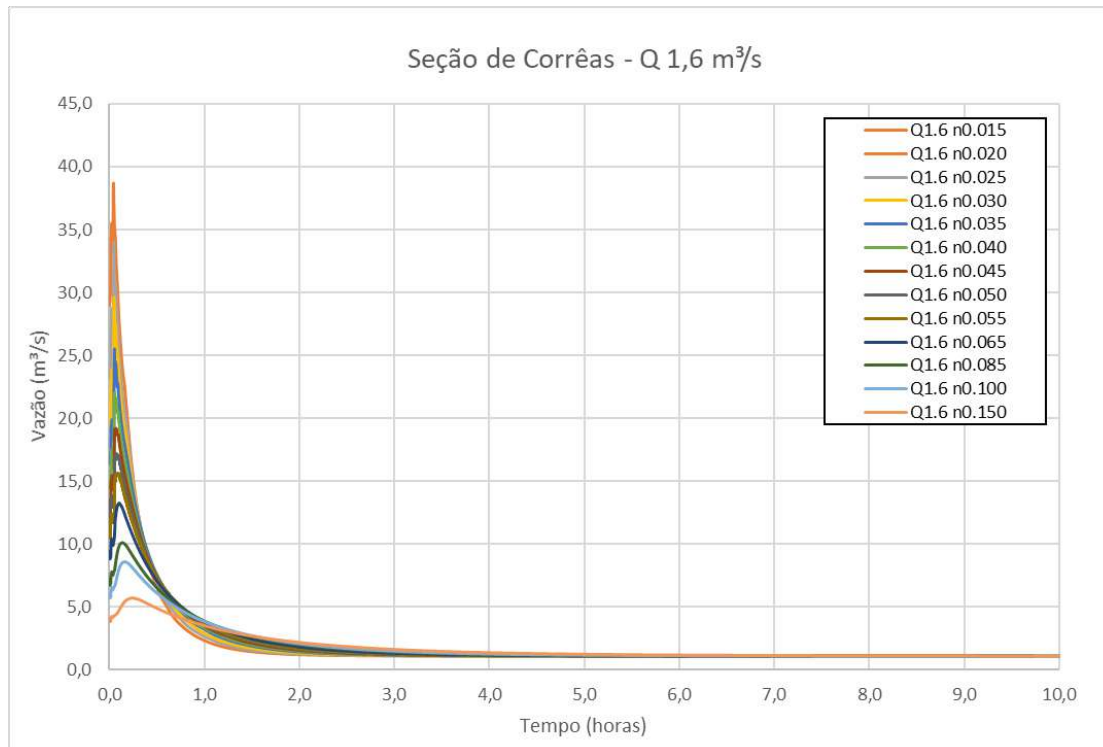


Figura 182 – Resultado na seção de Corréas para a vazão de 1,6 m³/s, simulação no modelo MODCEL, abordagem *Quasi 2D* equação de Saint Venant.

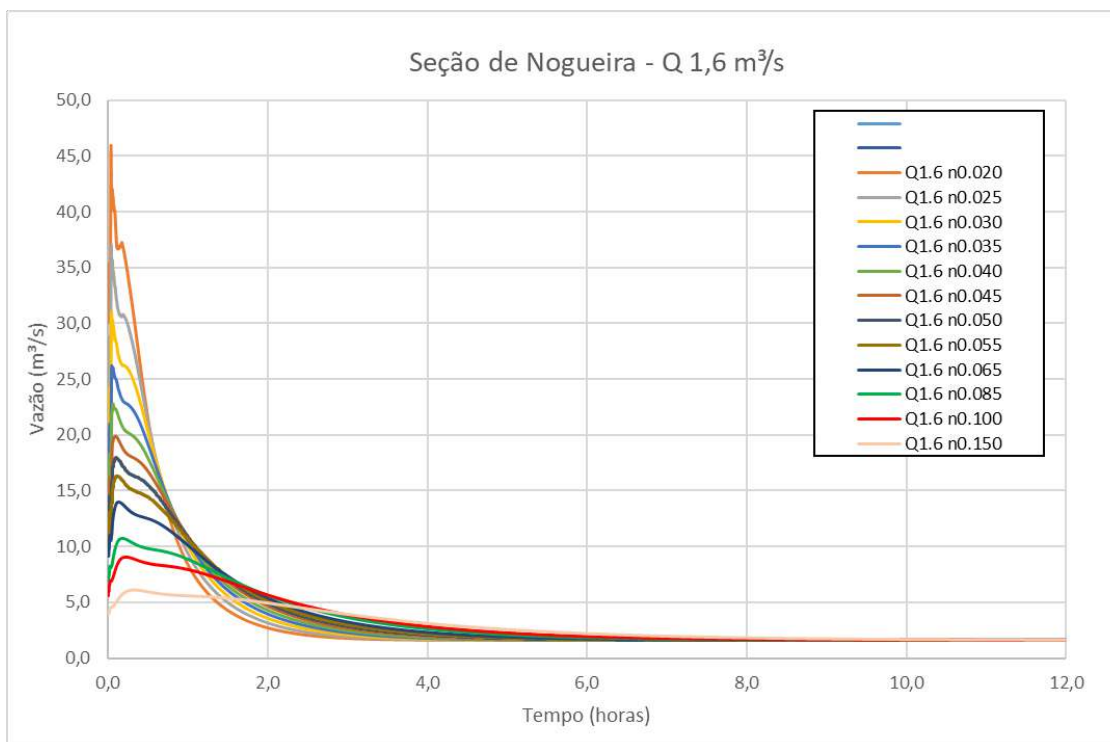


Figura 183 – Resultado na seção de Nogueira para a vazão de 1,6 m³/s, simulação no modelo MODCEL, abordagem *Quasi 2D* equação de Saint Venant.

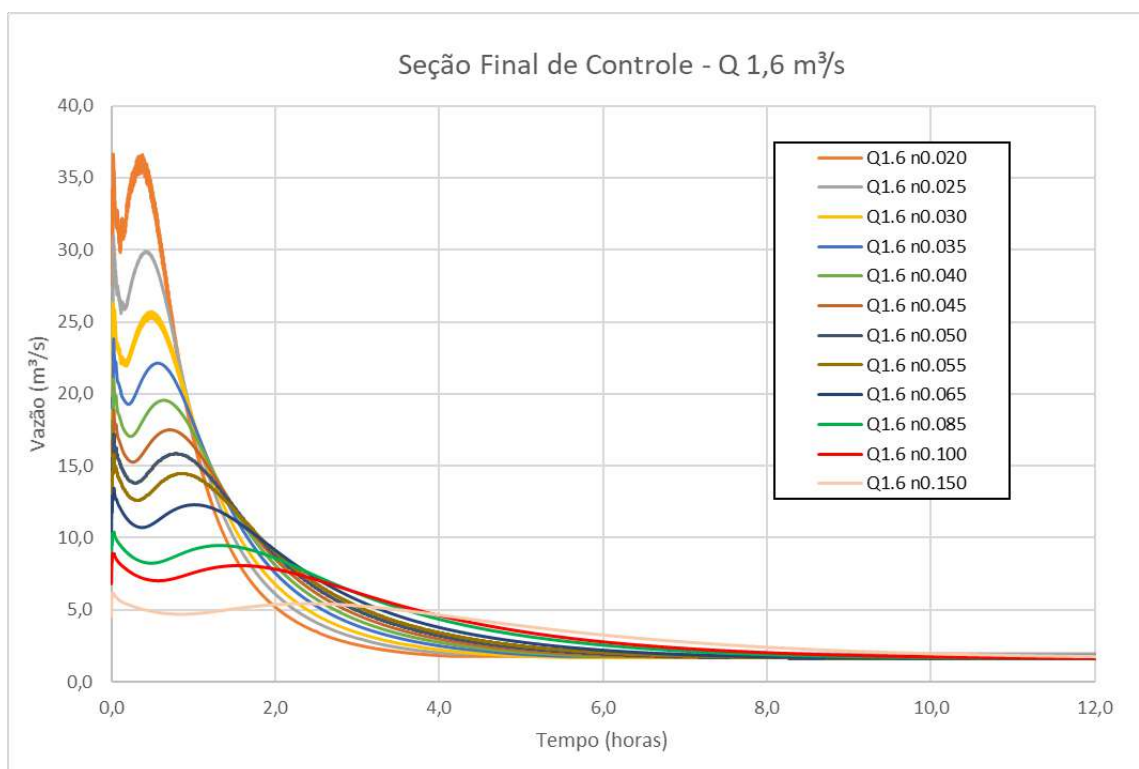


Figura 184 – Resultado na seção Final de controle para a vazão de 1,6 m³/s, simulação no modelo MODCEL, abordagem *Quasi 2D* equação de Saint Venant.

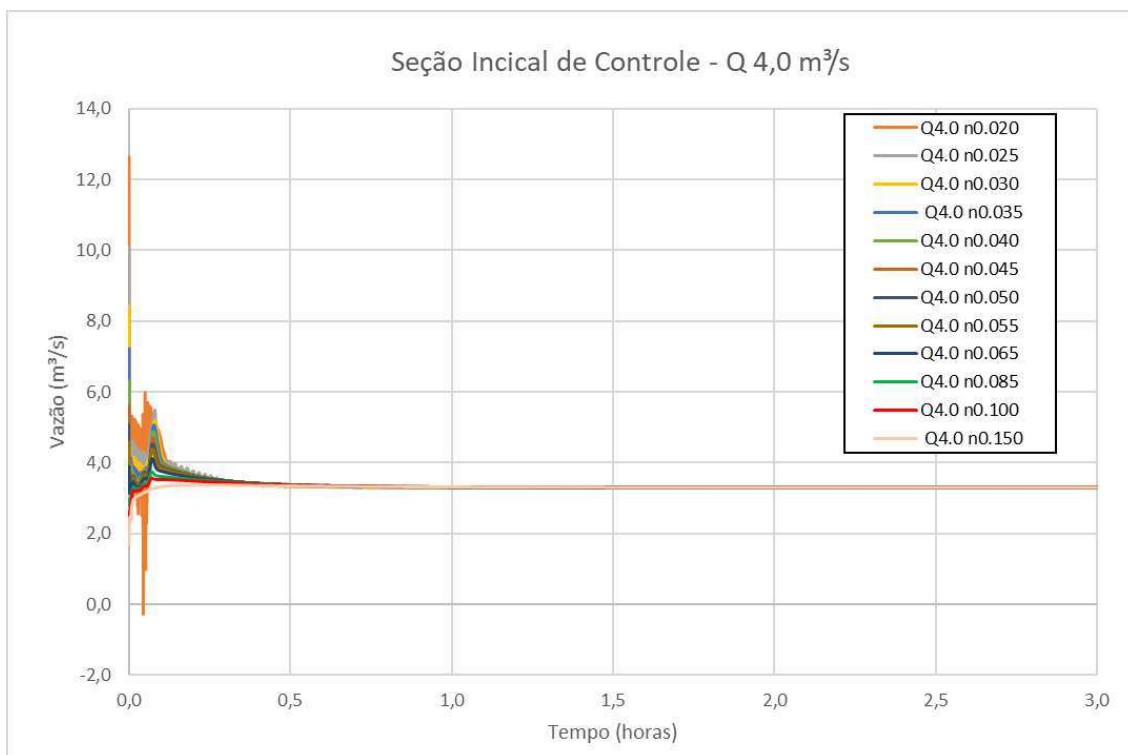


Figura 185 – Resultado na seção Inicial de controle para a vazão de 4,0 m³/s, simulação no modelo MODCEL, abordagem *Quasi 2D* equação de Saint Venant.

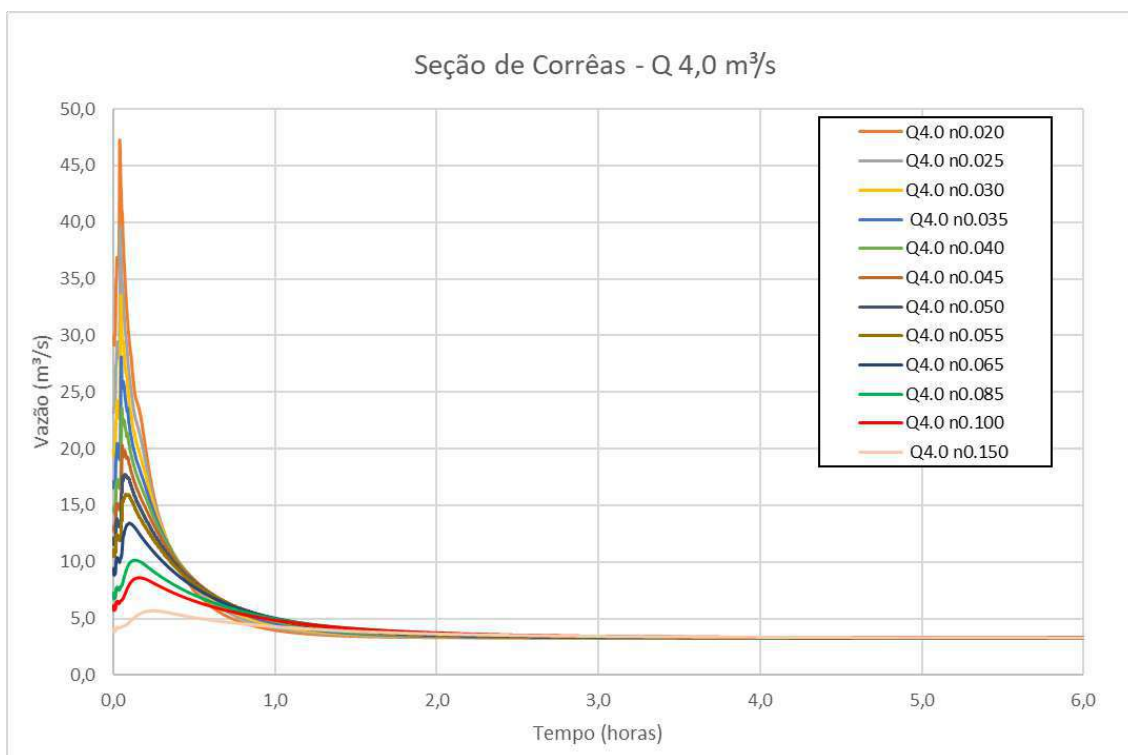


Figura 186 – Resultado na seção de Corrêas para a vazão de 4,0 m³/s, simulação no modelo MODCEL, abordagem *Quasi 2D* equação de Saint Venant.

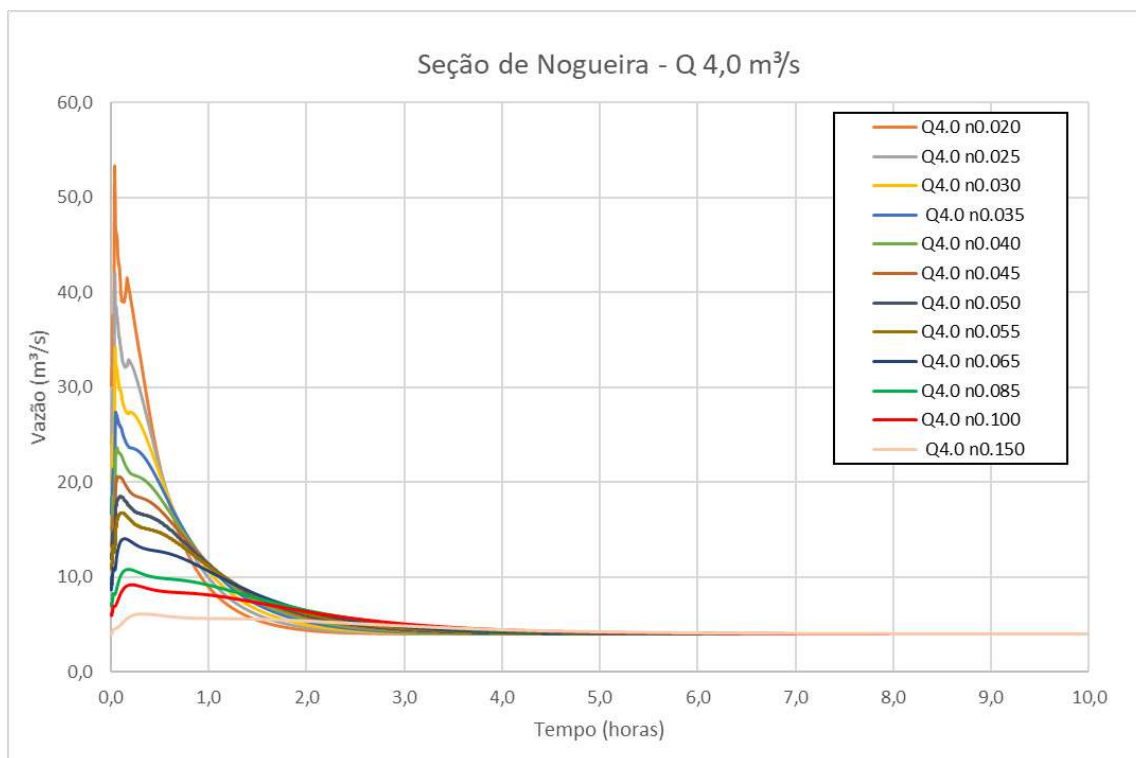


Figura 187 – Resultado na seção de Nogueira para a vazão de 4,0 m³/s, simulação no modelo MODCEL, abordagem *Quasi 2D* equação de Saint Venant.

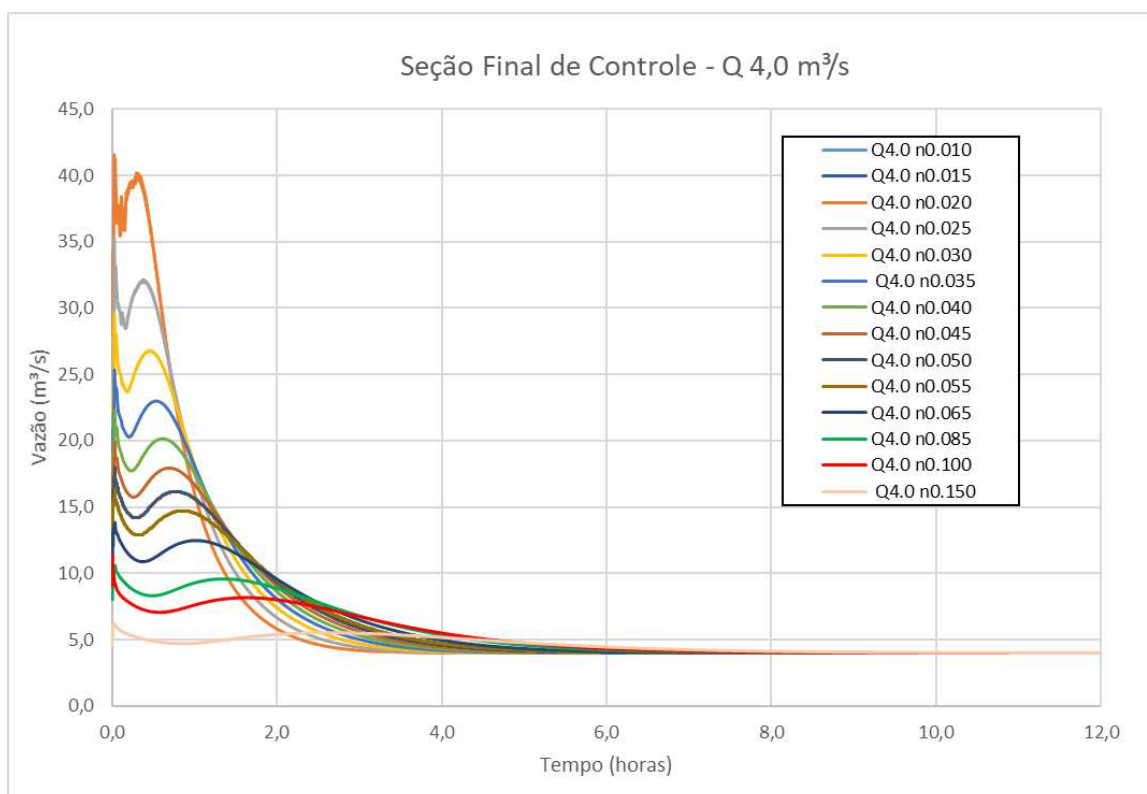


Figura 188 – Resultado na seção Final de controle para a vazão de 4,0 m³/s, simulação no modelo MODCEL, abordagem *Quasi 2D* equação de Saint Venant.

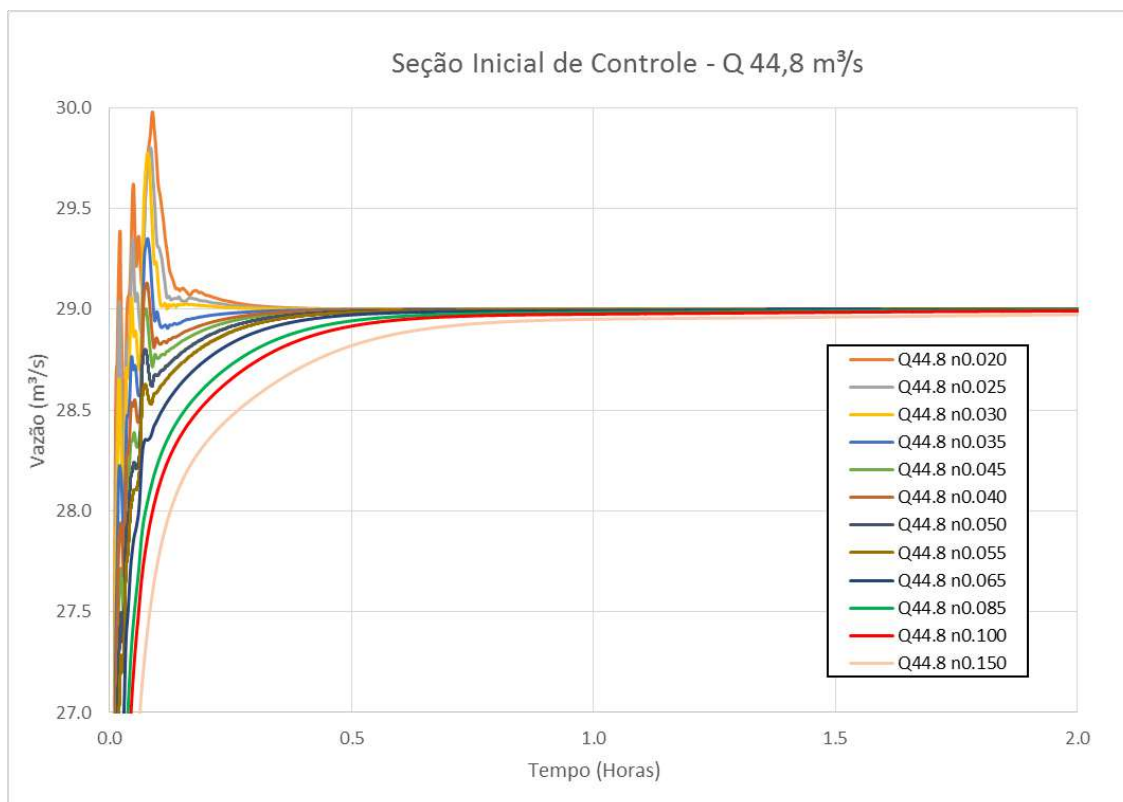


Figura 189 – Resultado na seção Inicial de controle para a vazão de 44,8 m³/s, simulação no modelo MODCEL, abordagem *Quasi 2D* equação de Saint Venant.

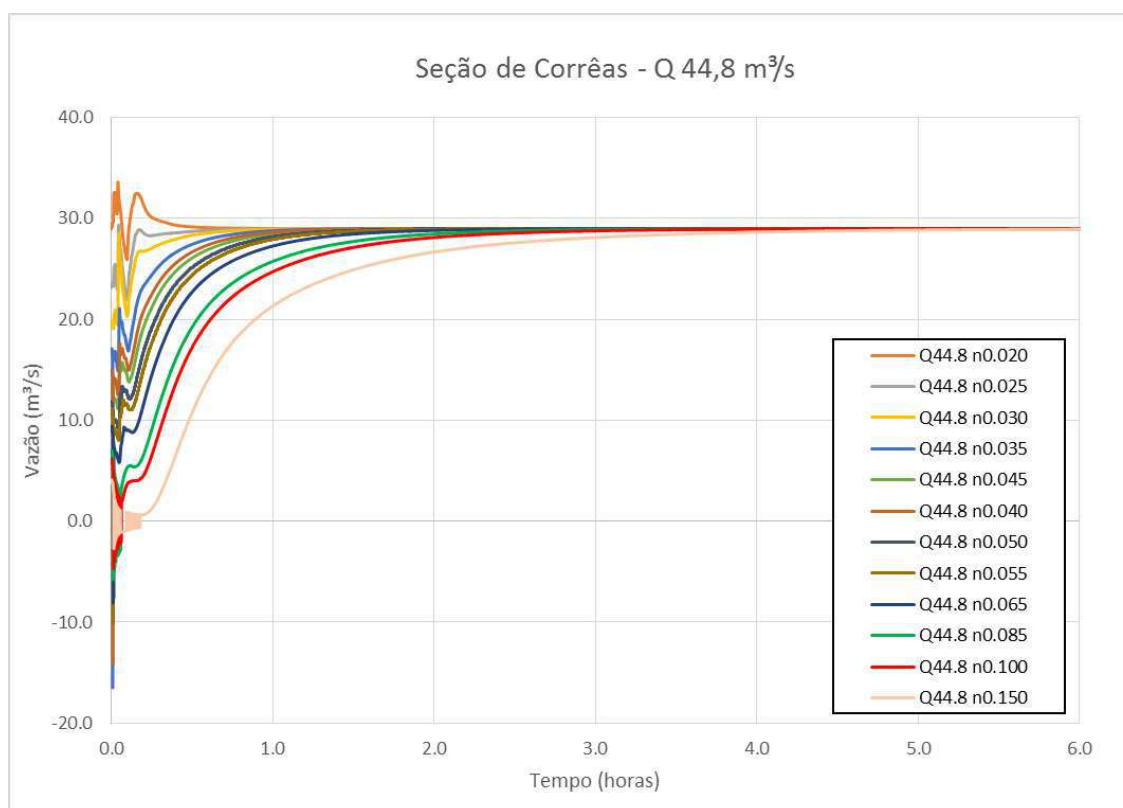


Figura 190 – Resultado na seção de Corrêas para a vazão de 44,8 m³/s, simulação no modelo MODCEL, abordagem *Quasi 2D* equação de Saint Venant.

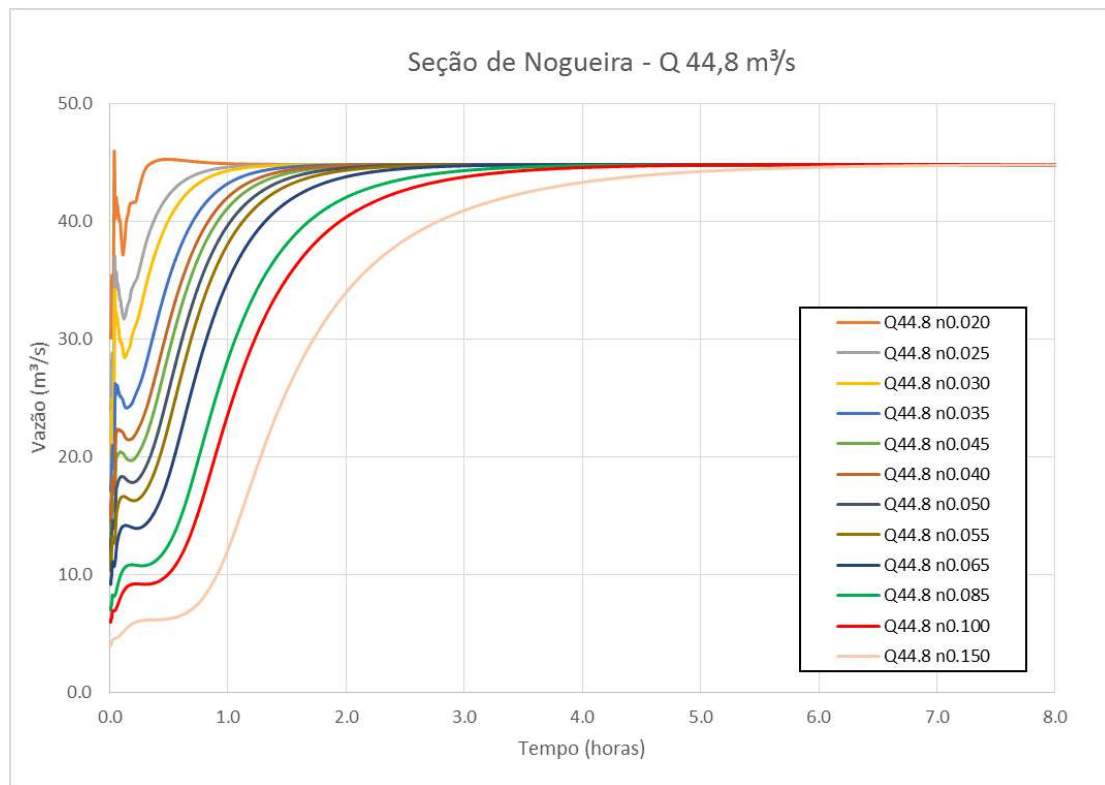


Figura 191 – Resultado na seção de Nogueira para a vazão de 44,8 m³/s, simulação no modelo MODCEL, abordagem *Quasi 2D* equação de Saint Venant.

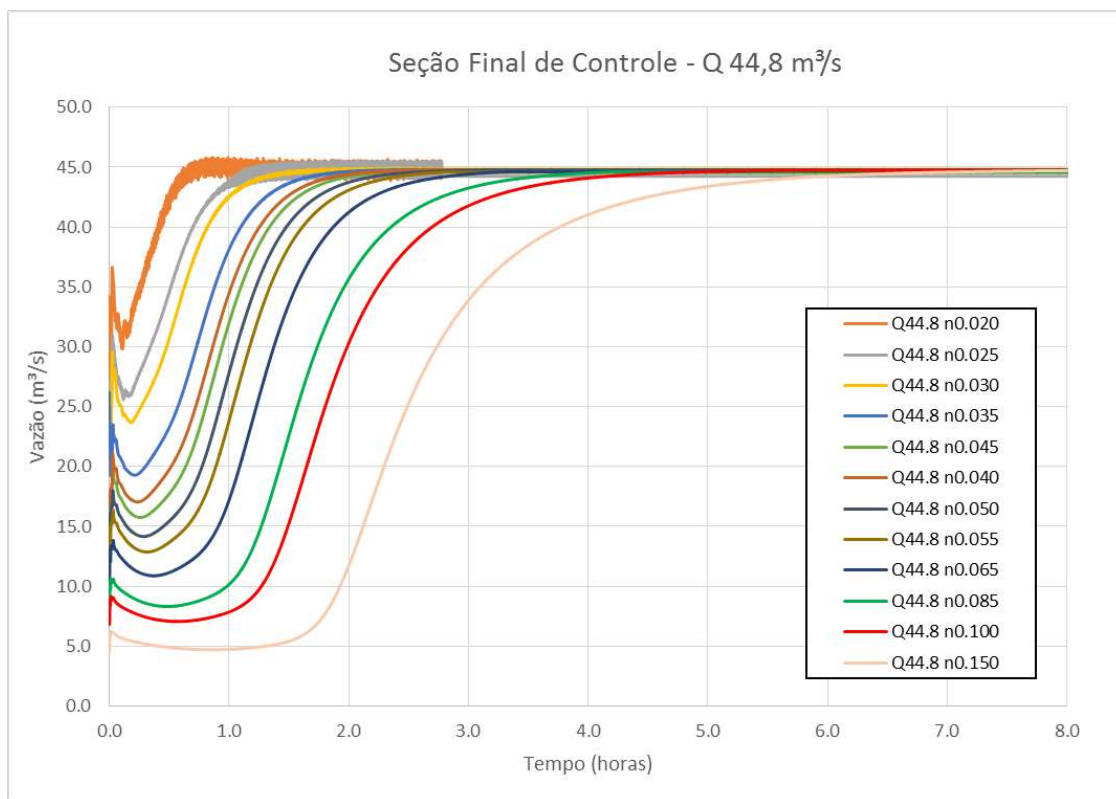


Figura 192 – Resultado na seção Final de controle para a vazão de 44,8 m³/s, simulação no modelo MODCEL, abordagem *Quasi 2D* equação de Saint Venant.

8 APÊNDICE II

Células	Leito Natural				Leito Suavizado			
	v.dv/dx (10 ³)	gdh/dx (10 ³)	gSO (10 ³)	gSf (10 ³)	v.dv/dx (10 ³)	gdh/dx (10 ³)	gSO (10 ³)	gSf (10 ³)
1	3.19	27.22	27.89	0.63	15.01	0.33	4.22	6.04
2	0.30	-4.55	-3.73	0.89	1.62	-4.28	4.22	8.66
3	-1.99	19.09	19.77	0.78	-7.56	-5.03	4.22	8.02
4	-0.38	-23.03	-22.17	0.62	-2.61	-2.69	4.22	6.63
5	0.29	-103.94	-103.39	0.63	-3.15	-2.14	4.22	6.07
6	2.88	-49.21	-48.27	0.82	9.13	-1.63	4.22	6.78
7	0.61	26.32	27.20	1.01	4.49	-3.65	4.22	8.32
8	-2.40	-1.05	0.00	0.87	-9.36	-4.80	4.22	7.54
9	0.83	-11.23	-10.45	0.75	3.05	-2.09	4.22	6.61
10	-0.38	37.08	37.61	0.78	0.64	-2.91	4.22	7.10
11	-1.31	16.58	17.48	0.68	-4.64	-3.04	4.22	6.66
12	-0.49	38.67	39.09	0.57	-0.42	-1.99	4.22	6.11
13	2.42	-77.97	-77.22	0.63	7.76	-1.86	4.22	6.61
14	-0.52	12.14	12.74	0.69	-1.44	-3.00	4.22	7.04
15	-0.32	-5.95	-5.36	0.65	-1.44	-2.80	4.22	6.82
16	1.32	20.61	21.20	0.69	7.47	-2.52	4.22	7.38
17	-1.04	53.08	54.22	0.70	-1.77	-3.85	4.22	7.91
18	0.66	34.84	35.45	0.67	5.79	-3.59	4.22	8.29
19	0.06	-10.99	-10.35	0.69	0.33	-4.69	4.22	8.86
20	-0.05	14.47	15.32	0.69	1.23	-4.76	4.22	9.11
21	-0.10	-23.31	-22.81	0.68	-1.21	-5.14	4.22	9.20
23	0.53	-41.49	-40.62	0.72	0.98	-4.95	4.22	9.26
24	0.28	-23.46	-23.04	0.78	0.71	-5.32	4.22	9.57
25	1.61	-21.75	-20.78	0.89	7.52	-5.57	4.22	10.64
26	2.93	-48.61	-47.71	1.17	11.57	-7.43	4.22	13.17
27	2.87	-70.06	-68.52	1.56	8.34	-10.97	4.22	15.89
28	-3.82	-7.46	-5.33	1.53	-15.12	-13.42	4.22	15.41
29	-1.56	-75.54	-74.51	1.26	-11.69	-9.94	4.22	12.53
30	0.54	-22.95	-21.39	1.24	1.61	-7.21	4.22	11.49
31	1.57	-19.43	-18.09	1.35	6.24	-7.80	4.22	12.38
32	1.57	-17.63	-16.20	1.53	6.69	-9.26	4.22	14.01
33	2.54	-58.14	-56.51	1.89	6.08	-11.45	4.22	16.18
34	-6.65	14.09	16.44	1.76	-21.98	-13.87	4.22	15.05
35	1.80	34.94	36.16	1.46	13.05	-8.82	4.22	14.26
36	0.46	10.44	12.18	1.57	6.25	-11.98	4.22	16.96
37	0.51	-49.67	-48.09	1.67	0.17	-14.72	4.22	18.53
38	1.18	-62.98	-61.13	1.95	1.22	-16.13	4.22	19.73
39	4.82	-57.31	-54.65	2.71	16.30	-18.60	4.22	24.59
40	8.15	-256.76	-251.17	5.25	-21.04	-28.25	4.22	25.31

Células	Leito Natural				Leito Suavizado			
	v.dv/dx (10 ³)	gdh/dx (10 ³)	gSO (10 ³)	gSf (10 ³)	v.dv/dx (10 ³)	gdh/dx (10 ³)	gSO (10 ³)	gSf (10 ³)
41	126.63	-335.93	-310.19	68.80	-11.36	-20.22	4.22	20.37
42	91.88	-9.76	130.18	180.30	27.31	-16.07	4.22	25.73
43	-91.76	37.91	198.66	166.52	10.96	-36.92	4.22	38.74
44	-25.24	0.87	103.09	93.59	-12.04	-4.96	41.66	42.00
45	-16.44	-2.96	83.35	79.82	-13.61	3.51	41.66	35.90
46	-41.53	41.28	96.03	56.34	-13.12	11.53	41.66	28.58
47	3.54	29.17	60.43	36.11	7.45	19.46	41.66	25.49
48	-8.67	46.11	80.96	30.98	4.08	15.78	41.66	26.51
49	-12.93	26.72	53.05	23.05	-10.24	17.73	41.66	23.49
50	-12.56	21.66	40.85	16.31	-13.24	21.75	41.66	17.48
51	2.07	6.12	19.43	14.01	-2.09	27.05	41.66	13.54
52	-1.88	43.86	57.98	13.04	0.95	29.42	41.66	12.08
53	20.09	3.54	15.24	15.72	13.32	30.03	41.66	13.70
54	0.50	13.66	32.11	19.40	-2.01	26.19	41.66	14.81
55	-1.64	9.15	27.44	18.60	-4.57	27.84	41.66	12.78
56	-2.79	9.29	26.76	17.36	-5.00	29.99	41.66	10.56
57	-3.01	6.39	22.83	16.13	-5.17	32.11	41.66	8.67
58	1.34	18.96	34.76	15.53	-0.31	33.73	41.66	7.70
59	0.51	22.77	37.77	15.26	-0.27	34.11	41.66	7.39
60	-15.29	67.28	81.93	13.19	-5.09	34.50	41.66	6.76
61	-10.71	24.18	35.79	9.92	-7.80	35.39	41.66	5.46
62	-9.44	36.69	44.84	7.37	-5.97	37.01	41.66	4.04
63	-7.03	43.83	49.93	5.48	-4.21	38.22	41.66	3.11
64	3.22	-59.87	-54.53	5.16	-2.57	38.91	41.66	2.55
65	-5.29	42.21	48.09	4.99	-1.19	-1.11	1.24	2.26
66	-0.39	-17.26	-12.94	4.39	-0.96	-0.94	1.24	2.10
67	-3.41	37.26	41.82	3.91	-0.69	-0.78	1.24	1.96
68	3.92	-31.11	-27.60	3.85	1.36	-0.66	1.24	2.00
69	0.47	27.01	31.03	4.26	1.52	-0.88	1.24	2.20
70	-1.15	-41.50	-37.00	4.24	-2.48	-1.06	1.24	2.11
71	-8.27	110.71	115.03	3.36	-1.70	-0.69	1.24	1.82
72	4.83	-25.06	-22.17	2.93	2.82	-0.47	1.24	1.92
73	-0.67	46.06	49.35	3.22	1.38	-0.90	1.24	2.26
74	0.41	0.72	3.60	3.09	0.43	-1.16	1.24	2.43
75	-1.45	-5.56	-2.29	2.97	-1.41	-1.25	1.24	2.32
76	4.32	-44.93	-41.79	3.31	1.61	-0.94	1.24	2.29
77	-3.71	56.23	60.07	3.37	-0.54	-1.20	1.24	2.39
78	-1.31	-29.47	-26.37	2.86	-2.17	-1.11	1.24	2.14
79	1.43	11.47	14.06	2.91	1.62	-0.71	1.24	2.10
80	0.04	6.32	9.70	3.04	0.33	-1.03	1.24	2.29
81	0.15	-17.28	-14.33	3.08	-0.54	-1.08	1.24	2.28
82	-1.80	5.48	8.46	2.97	-1.22	-1.00	1.24	2.14
83	-2.43	12.26	15.18	2.63	-1.56	-0.83	1.24	1.95

Células	Leito Natural				Leito Suavizado			
	v.dv/dx (10 ³)	gdh/dx (10 ³)	gSO (10 ³)	gSf (10 ³)	v.dv/dx (10 ³)	gdh/dx (10 ³)	gSO (10 ³)	gSf (10 ³)
84	1.44	13.89	16.41	2.52	1.73	-0.63	1.24	1.96
85	-5.22	95.11	97.79	2.12	-1.86	-0.81	1.24	1.93
86	-3.42	24.90	26.14	1.45	-3.03	-0.57	1.24	1.63
87	-1.49	0.00	1.53	1.15	-1.64	-0.22	1.24	1.34
88	0.82	-108.86	-107.55	1.20	-1.34	0.00	1.24	1.12
89	-1.25	-17.48	-16.37	1.25	-1.32	0.23	1.24	0.90
90	3.87	4.97	6.12	1.53	3.16	0.47	1.24	1.06
91	2.82	48.30	50.26	2.16	3.97	-0.11	1.24	1.79
92	3.75	-26.81	-24.31	2.89	2.34	-0.99	1.24	2.48
93	11.30	-103.19	-98.97	3.18	2.26	-1.50	1.24	1.99
94	6.50	243.91	250.69	6.71	26.64	-1.79	1.24	5.06
95	15.90	-167.68	-164.38	8.07	-3.85	-5.90	1.24	6.86
96	-22.99	136.66	139.90	7.63	-5.75	-5.40	1.24	6.21
97	-3.98	133.22	134.87	4.85	8.14	-4.64	1.24	6.41
98	4.04	115.61	121.01	4.37	18.13	-5.85	1.24	7.68
99	6.42	-35.11	-33.57	5.05	6.38	-7.30	1.24	9.08
100	0.13	-40.35	-37.30	5.78	-3.61	-8.61	1.24	9.59
101	-6.30	0.83	2.48	5.32	-7.44	-8.23	1.24	8.68
102	-0.37	-53.54	-51.56	4.88	-5.24	-6.88	1.24	7.58
103	8.99	-33.32	-32.22	5.65	8.13	-6.02	1.24	7.81
104	18.10	-81.33	-74.26	7.30	11.13	-7.27	1.24	9.00
105	9.14	-36.95	-33.63	9.40	5.32	-8.55	1.24	10.15
106	-14.09	-57.72	-53.87	9.71	-20.57	-9.72	1.24	9.20
107	7.54	-24.11	-19.20	9.80	4.23	-6.52	1.24	8.09
108	10.97	-25.52	-20.02	12.32	6.18	-7.33	1.24	9.25
109	18.89	-49.01	-42.06	17.40	6.08	-8.98	1.24	10.80
110	15.39	-58.75	-49.49	24.57	-1.77	-10.69	1.24	11.50
111	-15.08	14.80	27.27	25.48	-3.83	-10.30	1.24	11.03
112	-3.72	-7.22	0.66	22.24	-2.21	-9.78	1.24	10.46
113	-38.90	88.68	93.06	14.72	-14.14	-9.24	1.24	8.56
114	23.49	-78.57	-72.86	10.85	9.41	-5.68	1.24	7.80
115	1.93	-14.31	-7.55	14.53	-0.57	-2.59	6.24	8.69
116	-14.76	69.46	77.06	11.88	-1.48	-2.52	6.24	8.47
118	-3.59	12.88	15.56	7.99	-1.68	-2.10	6.24	8.02
119	-2.25	6.34	8.45	6.91	-1.44	-1.57	6.24	7.58
120	3.38	-64.08	-60.90	7.31	-3.92	-1.18	6.24	7.01
121	-4.68	41.39	44.91	7.19	0.14	-0.38	6.24	6.64
122	-0.98	6.42	9.63	6.18	-0.30	-0.46	6.24	6.63
123	0.33	-13.53	-11.43	6.16	-1.02	-0.38	6.24	6.44
124	5.56	-11.33	-7.68	7.10	4.16	-0.05	6.24	6.81
125	-2.92	11.76	14.54	7.35	-1.38	-1.10	6.24	7.14
126	0.28	5.46	7.85	6.81	0.99	-0.68	6.24	7.08
127	3.99	-18.81	-16.77	7.38	1.89	-0.99	6.24	7.44

Células	Leito Natural				Leito Suavizado			
	v.dv/dx (10 ³)	gdh/dx (10 ³)	gSO (10 ³)	gSf (10 ³)	v.dv/dx (10 ³)	gdh/dx (10 ³)	gSO (10 ³)	gSf (10 ³)
128	48.13	-49.39	-41.92	12.59	35.79	-1.49	6.24	10.67
129	-50.29	30.36	35.60	12.09	-39.50	-7.77	6.24	10.11
130	9.90	-33.02	-28.39	8.95	4.70	-0.31	6.24	7.25
131	-2.08	38.96	43.08	9.96	3.96	-1.73	6.24	8.72
132	1.66	-5.68	-1.67	9.26	1.36	-3.32	6.24	9.70
133	0.61	3.80	8.23	9.61	1.85	-3.75	6.24	10.27
134	1.81	-15.11	-11.41	10.13	0.12	-4.45	6.24	10.68
135	-3.17	9.50	13.43	10.01	-0.95	-4.65	6.24	10.67
136	10.43	-86.82	-82.60	12.28	-4.48	-4.51	6.24	9.99
137	25.09	-56.48	-46.61	21.80	5.16	-3.35	6.24	10.21
138	-27.46	78.35	88.50	20.56	-2.35	-5.08	6.24	10.71
139	13.60	-8.03	-3.01	15.08	11.13	-4.39	6.24	12.20
140	28.75	-28.63	-18.93	21.88	18.19	-8.00	6.24	16.26
141	-19.79	47.09	59.09	22.68	0.16	-12.76	6.24	18.74
142	68.38	-148.64	-136.85	38.30	0.62	-13.80	6.24	19.34
143	-12.60	13.81	37.79	53.33	3.30	-14.40	6.24	20.60
144	118.49	-96.22	-58.91	109.22	4.24	-16.78	6.24	22.83
145	-102.52	14.51	54.18	125.32	-20.39	-20.46	6.24	20.77
146	160.38	-75.05	-18.85	199.12	4.30	-12.62	6.24	18.61
147	-116.18	26.64	115.04	248.02	-3.71	-14.70	6.24	19.61
148	-73.97	32.40	79.42	134.52	-2.19	-14.50	6.24	19.43
149	52.23	-1.45	54.55	109.21	25.76	-14.48	6.24	25.44
150	-22.77	8.15	61.79	117.05	-8.38	9.45	39.46	29.03
151	-23.73	13.44	39.74	91.79	-8.45	14.84	39.46	23.81
152	20.51	5.54	27.72	82.91	5.68	18.47	39.46	21.42
153	-115.76	87.88	126.57	63.33	-26.28	17.62	39.46	18.94
154	23.44	24.28	47.58	41.65	15.79	24.17	39.46	17.64
155	63.44	19.08	55.15	55.69	39.27	21.34	39.46	24.61
156	-48.56	10.11	31.01	54.76	-28.65	10.65	39.46	24.64
157	14.45	16.65	32.06	44.77	9.19	20.17	39.46	20.47
158	-23.95	17.53	35.51	42.11	-13.84	19.04	39.46	19.55
159	-2.93	24.04	46.49	35.67	0.28	22.11	39.46	17.15
160	-1.44	15.67	28.86	32.89	-1.96	23.96	39.46	15.99
161	-9.27	29.07	43.12	28.79	-3.35	24.33	39.46	14.30
162	-18.12	30.85	42.04	21.69	-10.16	25.93	39.46	11.62
163	-9.47	17.96	21.45	15.14	-7.44	29.60	39.46	8.28
164	11.65	-40.76	-34.49	14.62	-1.87	32.68	39.46	6.47
165	-9.64	1.72	7.32	15.23	-4.55	-4.91	1.36	5.80
166	-19.11	66.74	72.11	11.31	-4.26	-4.09	1.36	5.07
167	4.07	12.25	17.23	8.99	4.37	-3.37	1.36	5.17
168	2.80	-5.53	-0.98	9.83	1.80	-4.33	1.36	5.85
169	-5.22	-21.86	-18.22	9.67	-5.46	-4.81	1.36	5.36
170	-7.68	9.33	11.73	7.61	-4.21	-3.33	1.36	4.06

Células	Leito Natural				Leito Suavizado			
	v.dv/dx (10 ³)	gdh/dx (10 ³)	gSO (10 ³)	gSf (10 ³)	v.dv/dx (10 ³)	gdh/dx (10 ³)	gSO (10 ³)	gSf (10 ³)
171	3.36	6.26	9.68	6.65	3.02	-2.15	1.36	3.89
172	1.71	2.07	5.94	7.41	1.66	-2.99	1.36	4.56
173	-1.66	29.24	30.92	7.03	1.65	-3.54	1.36	5.15
174	9.28	-47.40	-42.93	7.51	3.48	-4.15	1.36	5.81
175	0.33	-31.02	-27.86	9.06	-2.66	-4.87	1.36	5.79
176	-10.13	37.28	40.90	7.74	-3.93	-4.18	1.36	5.00
177	13.47	-37.59	-34.83	8.71	6.73	-3.23	1.36	5.55
178	-2.45	10.93	15.39	10.99	0.16	-5.25	1.36	6.59
179	14.15	-89.62	-83.99	13.70	-2.25	-5.38	1.36	6.42
180	-12.03	35.32	41.50	14.22	-2.06	-4.94	1.36	5.99
181	-0.27	-22.23	-15.69	11.94	-2.32	-4.50	1.36	5.50
182	2.43	9.67	14.17	12.60	3.04	-3.96	1.36	5.83
183	-1.51	21.04	27.17	12.33	2.32	-5.18	1.36	6.81
184	19.28	-51.94	-44.52	17.25	4.08	-1.83	5.46	7.88
185	12.65	-33.31	-23.92	28.47	-0.12	-3.22	5.46	8.59
186	-24.79	61.25	75.43	25.40	-0.98	-3.18	5.46	8.47
187	31.22	-33.63	-22.58	26.40	11.19	-2.96	5.46	10.52
188	19.52	-40.46	-29.05	45.46	-1.41	-7.73	5.46	12.57
189	-3.49	-16.30	8.34	55.44	-4.86	-7.31	5.46	11.89
190	23.91	-23.77	1.56	66.23	1.82	-6.20	5.46	11.72
191	-93.17	208.20	240.81	43.89	2.12	-6.91	5.46	12.50
192	-10.11	58.28	62.38	9.36	-0.54	-7.82	5.46	12.96
193	10.75	-104.57	-101.12	9.92	-4.41	-7.85	5.46	12.40
194	5.61	-15.52	-10.69	13.67	3.48	-6.67	5.46	12.41
195	-20.67	84.39	90.26	11.10	-5.74	-7.82	5.46	12.31
196	-4.62	25.81	28.35	6.64	-1.47	-6.40	5.46	11.46
197	-0.41	-15.30	-13.11	5.89	-1.71	-6.20	5.46	11.11
198	6.29	-68.09	-66.00	7.26	-1.08	-5.66	5.46	10.83
199	2.64	-39.92	-36.32	9.32	-2.61	-5.41	5.46	10.45
200	23.36	-74.25	-69.33	14.62	7.15	-4.93	5.46	11.16
201	56.97	-112.74	-97.90	33.10	5.24	-6.94	5.46	12.87
202	16.85	0.65	10.77	51.50	10.21	-8.36	5.46	15.53
203	-5.06	14.91	47.58	54.60	6.67	-12.27	5.46	18.18
204	75.95	-66.45	-29.48	76.66	7.97	-14.07	5.46	20.17
205	74.43	-38.18	22.98	136.04	8.71	-17.49	5.46	23.47
206	79.23	-30.25	60.21	236.85	6.87	-22.30	5.46	28.11
207	-73.57	21.79	96.94	242.07	14.54	-32.31	5.46	37.05
208	-105.24	64.93	113.55	124.23	44.72	-58.73	5.46	64.13
209	-46.07	61.00	78.72	46.91	-19.58	7.88	88.70	76.45
210	-18.83	49.14	62.27	22.93	-28.75	31.14	88.70	57.46
211	-7.43	19.53	26.15	16.11	-29.96	52.27	88.70	35.45
212	-7.84	31.34	34.59	12.16	-19.40	64.84	88.70	18.02
213	9.76	-1.40	4.19	11.27	-3.80	76.70	88.70	10.91

Células	Leito Natural				Leito Suavizado			
	v.dv/dx (10 ³)	gdh/dx (10 ³)	gSO (10 ³)	gSf (10 ³)	v.dv/dx (10 ³)	gdh/dx (10 ³)	gSO (10 ³)	gSf (10 ³)
214	10.53	-30.99	-24.79	14.35	-7.72	78.95	88.70	8.30
215	5.55	-23.92	-14.90	17.81	-0.02	-4.50	2.44	6.86
216	-2.55	16.65	24.60	18.19	1.69	-4.61	2.44	7.21
217	-6.07	33.31	40.55	14.88	1.68	-5.32	2.44	7.89
218	-0.67	10.44	14.30	12.33	1.91	-6.04	2.44	8.70
219	2.07	-5.58	-1.47	12.41	1.90	-7.02	2.44	9.51
220	-1.55	15.23	20.77	12.43	2.48	-7.69	2.44	10.29
221	-0.63	8.80	12.89	11.80	2.45	-8.57	2.44	11.17
222	1.44	-0.35	4.21	11.80	3.20	-9.46	2.44	12.20
223	-1.23	1.39	4.50	11.81	1.14	-10.78	2.44	13.06
224	-4.44	-14.48	-8.21	11.30	-5.34	-11.33	2.44	12.92
225	26.21	-106.04	-99.25	18.79	0.64	-10.48	2.44	12.75
226	105.03	-123.81	-100.69	73.32	3.81	-11.43	2.44	13.87
227	-37.27	30.06	64.62	97.82	3.82	-13.31	2.44	15.75
228	58.63	-16.97	17.27	99.48	18.53	-15.65	2.44	20.80
229	-23.38	23.37	66.08	111.54	15.47	-25.07	2.44	28.31
230	8.55	8.45	43.30	100.41	13.22	-5.72	27.02	34.53
231	-113.30	98.52	136.36	68.31	-15.37	-8.45	30.25	35.00
232	-30.18	52.87	60.89	27.55	-27.52	50.12	82.92	25.70
233	-27.77	66.85	71.69	15.29	-31.17	95.18	113.80	13.89
234	-8.94	166.36	177.00	9.39	-3.49	135.84	144.94	8.25
235	5.24	-5.68	-3.79	8.64	2.12	16.69	24.02	7.57
236	7.44	-21.97	-16.60	10.30	4.25	-6.79	0.98	8.14
237	-23.82	-5.53	-4.06	8.36	-19.97	-7.98	0.74	6.43
238	2.90	6.27	9.16	5.84	3.26	-3.42	0.94	4.60
239	13.51	-88.45	-84.88	8.22	1.99	-3.99	0.94	5.08
240	-5.88	54.88	57.89	8.92	1.75	-4.42	0.94	5.54
241	0.23	7.37	9.42	7.45	1.44	-4.90	0.94	5.95
242	61.02	-266.70	-260.06	16.10	2.86	-5.22	0.94	6.33
243	40.16	-76.54	-69.82	38.33	0.55	-5.71	0.94	6.66
244	118.36	-131.66	-93.74	92.16	-5.83	-5.87	0.94	6.33
245	-156.16	203.17	232.87	72.94	-5.54	-5.00	0.94	5.31
246	1.26	19.02	24.12	13.36	3.13	-3.83	0.94	5.01
247	17.04	6.65	15.20	15.19	11.09	-4.40	0.94	6.28
248	-3.85	66.51	72.62	15.38	8.89	-6.44	0.94	8.43
249	-9.37	59.72	66.21	12.09	2.91	-8.80	0.94	9.96
250	6.79	-38.45	-35.39	11.90	1.34	-9.60	0.94	10.58
251	-12.37	64.95	70.90	11.50	0.87	-10.18	0.94	11.01
252	-3.84	35.05	37.41	9.00	3.21	-10.56	0.94	11.73
253	4.00	-40.46	-37.01	8.79	0.27	-11.61	0.94	12.41
254	-6.45	64.03	67.38	8.47	5.12	-11.97	0.94	13.15
255	-4.23	52.99	55.42	7.07	5.61	-13.35	0.94	14.48
256	8.69	-32.07	-30.44	7.27	12.27	-14.93	0.94	16.49

Células	Leito Natural				Leito Suavizado			
	v.dv/dx (10 ³)	gdh/dx (10 ³)	gS0 (10 ³)	gSf (10 ³)	v.dv/dx (10 ³)	gdh/dx (10 ³)	gS0 (10 ³)	gSf (10 ³)
257	-1.76	41.98	46.48	7.79	10.77	-17.52	0.94	18.70
258	-0.34	-35.16	-32.42	7.69	-2.57	-19.42	0.94	19.60
259	4.17	-79.93	-77.42	8.47	-5.20	-19.36	0.94	19.31
260	-5.76	5.07	7.61	8.66	-2.90	-18.89	0.94	18.98
261	1.07	-44.43	-41.96	8.41	-2.70	-18.73	0.94	18.93
262	16.56	-96.23	-91.29	10.43	7.13	-18.70	0.94	19.85
263	5.90	-47.51	-44.28	13.36	1.47	-20.87	0.94	21.40
264	21.49	-103.67	-95.27	18.15	-0.25	-22.14	0.94	22.41
265	-5.14	33.50	42.08	20.27	15.22	-23.96	0.94	25.99
267	113.80	-204.07	-194.55	61.02	0.09	-31.62	0.94	30.57
268	99.69	-65.99	-23.02	146.57	8.70	-35.51	0.94	34.70
269	-193.80	116.48	180.82	124.90	12.21	-43.31	0.94	41.43
270	-55.80	63.78	84.88	45.96	32.46	-64.44	0.94	57.36
Soma	75.14	-974.19	2241.19	6647.21	132.01	-288.17	3104.10	3325.74